



Regione Lombardia

**PROVINCIA DI MANTOVA
COMUNE DI ROVERBELLA**

**LAVORI DI MANUTENZIONE STRAORDINARIA DI
UN TRATTO DEL CANALE GARDESANA
ALL'INTERSEZIONE CON LA S.P. 249 NELL'ABITATO
DI ROVERBELLA**

(D.G.R.n° IX/ 2616 del 30.11. 2011 - D.M. 14 gennaio 2008)

RELAZIONE GEOLOGICA-GEOTECNICA E SISMICA

COMMITTENTE:

**Regione Lombardia – Ufficio
Territoriale Regionale Val Padana**

GEOLOGO:

Dott. Rosario Spagnolo

INDICE DEI CAPITOLI

1. PREMESSA.....	3
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	6
3. CLASSE DI FATTIBILITA' GEOLOGICA DEL SITO.....	7
4. CLASSIFICAZIONE SISMICA DEL SITO	8
5. VINCOLI GEOLOGICI.....	9
6. INQUADRAMENTO GEOLOGICO STRUTTURALE	10
7. ASSETTO MORFOLOGICO E IDROGEOLOGICO.....	13
8. VULNERABILITA' DELL'ACQUIFERO	17
9. INQUADRAMENTO SISMICO	20
10. INDAGINE GEOGNOSTICA	22
11. PROFILO STRATIGRAFICO	22
12. ANALISI SISMICA.....	22
13. CLASSIFICAZIONE SISMICA DEL SITO	23
13.1 APPROFONDIMENTO DI 1° LIVELLO	24
14. APPROFONDIMENTO DI 2° LIVELLO.....	25
15. ANALISI DEGLI EFFETTI DI AMPLIFICAZIONE LITOLOGICA.....	27
16. SUSCETTIBILITÀ ALLA LIQUEFAZIONE	28
17. CONCLUSIONI.....	31
1. PREMESSA.....	35
2. INDAGINI GEOGNOSTICHE	36
3. METODOLOGIA DI INDAGINE (MASW).....	38
3.1 PROGETTO D'INDAGINE	40
3.2 INTERPRETAZIONE DEL PROFILO SISMICO A RIFRAZIONE.....	42
3.3 IL METODO MASW	43
4. PROVE GEOTECNICHE IN SITO	48
5. SISMICITA'	49
6. STIMA DELLA PERICOLOSITA' SISMICA	52
7. PARAMETRI SISMICI DI CALCOLO	54
8. MODELLO GEOTECNICO-GEOFISICO	55
9. VERIFICHE AGLI STATI LIMITI ULTIMI (SLU)	57
10. VERIFICA DELLA CAPACITA' PORTANTE SLV – CONDIZIONI DINAMICHE	62
11. VALORE DI CALCOLO DEL COEFFICIENTE WINKLER	63
12. VERIFICA CEDIMENTI – VERIFICHE AGLI STATI LIMITE d'ESERCIZIO (SLE).....	63
13. CONCLUSIONI.....	67

INDICE DELLE FIGURE

Figura 1: Corografia generale

Figura 2: Estratto di mappa

Scala 1:2.000

INDAGINE MASW

Tabelle allegate

Sismogramma

Diagramma della curva di dispersione

INDICE DELLE TABELLE

Tabella 1: Caratteristiche della punta conica

Tabella 2: Informazioni relative allo strumento di indagine

INDICE DELLE TABELLE

Tabella dei parametri geotecnici

Tabella delle valutazioni litologiche

1. PREMESSA

Il presente documento viene realizzato a supporto del progetto di sistemazione di un tratto di canale (Gardesana), ubicato all'interno dell'abitato di Roverbella. Il canale nel tratto che attraversa il centro abitato, si presenta tombinato in parte per un segmento di circa 150 metri, in corrispondenza della piazza principale ed un tratto del percorso pedonale in uscita dal centro urbano in via M. Custoza. La strada Provinciale 249 "Gardesana", che attraversa il capoluogo, interseca il canale sopra la tombinatura, il tratto stradale in esame nel mese di novembre ha subito un cedimento che ha obbligato alla deviazione del traffico veicolare. Pertanto, il progetto prevede di demolire parte della tombinatura esistente e la posa in opera di un nuovo manufatto scatolare prefabbricato in c.a. di dimensione interne 3,00 x 1,50. Nella scelta del nuovo scatolare si è posta particolare attenzione a non ridurre la sezione idraulica di deflusso, infatti la sezione idraulica da 4,20 mq. aumenta a 4,50 mq.

Lo studio in oggetto si compone di due parti indipendenti (relazione geologica – relazione geotecnica) ma tra loro correlate, in accordo con quanto richiesto dalle NTC 2008 (D.M. 14/01/2008 e Circolare del C.S.LL.PP. 617/2009 "Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008" ed in particolare quanto previsto nei paragrafi 6.2.2 e 7.11.2 delle NTC e nei paragrafi C6.2.2 e C7.2.2 della circolare).

Il metodo di studio seguito è quello contenuto nel D.g.r. 29 ottobre 2001 – n° 7/6645 – Approvazione direttive per la redazione dello studio geologico ai sensi dell'art. 3 della R.L. 41/97.

Nello studio geologico comunale di adeguamento alla L.R. 12/05, nella redazione della carta di pericolosità sismica locale, il sito in esame è stato inserito nella zona sismica Z4a, dove si possono avere amplificazioni di tipo litologico e quindi è necessario il 2° livello di approfondimento per valutare il fattore di amplificazione sismica Fa.

Il presente elaborato è stato redatto a seguito delle seguenti fasi di lavoro:

- Sulla base dei contenuti del D.M. 14-01-2008, sono state eseguite indagini geognostiche sui terreni interessati dal carico delle fondazioni mediante

esecuzione di prova penetrometrica dinamica (prova penetrometrica pesante). È stata raggiunta una profondità massima dal piano campagna di 5 m nell'area dove è previsto l'intervento, al fine di analizzare le caratteristiche litologiche e geotecniche dei terreni di fondazione, la qualità e quantità del terreno coltivo e/o di eventuali terreni di riporto e la presenza di circolazioni idriche che possano interferire con le strutture di fondazione. - Elaborazione dei dati ricavati dalle indagini sul terreno e formulazione di un modello geotecnico con valutazione della capacità portante e dei cedimenti dei terreni.

- Indagine di sismica a rifrazione, come richiesto nell'allegato 5 del D.G.R. del 28 maggio 2008 n°8/7374, calcolo delle Vs30 per la definizione della categoria del suolo di fondazione e per valutare eventuali effetti di amplificazione sismica locale.

L'intervento è individuabile al NCEU di Roverbella al foglio 28 mappale 318.

Le coordinate geografiche (ED50) della scuola sono le seguenti:

latitudine: 45, 2664140232573

longitudine: 10, 7691235955932

Nell'illustrazione che segue viene mostrata l'ubicazione del sito, interessato dalle indagini, su C.T.R. alla scala 1:10.000. e su fotografia aerea alla scala 1:5.000



2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

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

- AGI 1963: Nomenclatura geotecnica e classifica delle terre. "Geotecnica", n. 4;
- Legge n°. 64 del 02/02/1974: Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;
- AGI 1977: Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche. "Quaderno", n. 1;
- D.M. LL.PP. 11 marzo 1988: Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione. Pubblicato sul Suppl. Ord. alla G.U. n. 127 del 1 giugno 1988;
- C.M. LL.PP. n. 30483 del 1988: Istruzioni riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione. Circolare del 24 settembre 1988, a cura del Servizio tecnico centrale del ministero dei Lavori Pubblici;
- AGI 1990: Raccomandazioni sulle prove geotecniche di laboratorio;
- D.M. 16 gennaio 1996: Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche;
- Circolare Ministero LL.PP. 15 ottobre 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C: Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche di cui al D.M. 9 gennaio 1996;
- Circolare Ministero LL.PP. 10 aprile 1997 N. 65/AA.GG: Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 gennaio 1996.
- Ord. P.C.M. 20/03/2003 n. 3274: Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica;
- D.M. 14.1.2008 "Approvazione delle nuove norme tecniche",
- CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n. 617 Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche.

- D.G.R. n° 2616 del 30.11. 2011: Aggiornamento dei "Criteri ed indirizzi per la definizione della componente geologica, idrogeologica e sismica del piano di governo del territorio".

3. CLASSE DI FATTIBILITA' GEOLOGICA DEL SITO

Il comune di Roverbella si è dotato dello studio geologico a supporto del P.G.T., ai sensi della L.R. 12 del 2005, pertanto si è consultato la carta della fattibilità geologica per le azioni di piano, la stessa sintetizza l'attitudine delle differenti aree del territorio ai fini dell'edificabilità.




Il sito in progetto ricade all'interno della Classe 3 di fattibilità alle azioni di piano, "fattibilità geologica con consistenti limitazioni". Le limitazioni sono legate alla vulnerabilità della falda.

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

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

Estratto della carta di fattibilità geologica



FATTIBILITA' GEOLOGICA	
	CLASSE 2 - Fattibilità con modeste limitazioni
	CLASSE 3 - Fattibilità con consistenti limitazioni
	CLASSE 4 - Fattibilità con gravi limitazioni

4. CLASSIFICAZIONE SISMICA DEL SITO

L'area oggetto di indagine ricade in zona Z4a: zona di fondovalle con presenza di depositi alluvionali e/o fluvioglaciali granulari e/o coesivi. Le aree ricadenti in zona Z4a e Z2 sono soggette all'approfondimento si secondo livello sismico e terzo livello di approfondimento per l'indice di liquefazione.

Estratto della tavola della pericolosità sismica



SCENARI DI PERICOLOSITÀ SISMICA LOCALE



Z2b - ZONE CON DEPOSITI GRANULARI FINI SATURI



Z4a - ZONE DI PIANURA CON PRESENZA DI DEPOSITI ALLUVIONALI E/O FLUVIOGLACIALI GRANULARI E/O COESIVI

5 VINCOLI GEOLOGICI

Dall'analisi della carta dei vincoli, realizzata in occasione del P.G.T., il sito in esame non ricade in nessun vincolo di carattere geologico.

Estratto della tavola dei vincoli



LEGENDA		
Aree di salvaguardia delle captazioni idropotabili		
		Aree di rispetto
		Aree di tutela assoluta
		Fontanili
Reticolo Idrico		
		Comune
		Consorzio
		Privato
		Fasce di rispetto del reticolo idrico
		Piano Cave Provinciale - Giacimenti
		Limite bacino idrografico
		Confine comunale

6 INQUADRAMENTO GEOLOGICO STRUTTURALE

Il territorio del Comune di Castelforte appartiene al settore orientale della Pianura Padana. L'evoluzione geologica dell'area risulta connessa allo sviluppo della catena alpina prima e di quella appenninica nella fase successiva, costituendo l'avanfossa di entrambi i sistemi.

Dal Pliocene ad oggi tale depressione, dal profilo asimmetrico, con minore inclinazione del lato settentrionale, è stata progressivamente colmata da sedimenti dapprima marino-transizionali e quindi strettamente continentali.

Strutturalmente l'area in esame ricade in un settore monoclinale (Pedialpine Homocline), limitato, a nord, dal fronte di sovrascorrimento subalpino, il cui lembo esterno corrisponde alla struttura compressiva di Volta Mantovana, e, a sud, dal fronte di accavallamento esterno dell'Appennino sepolto nella zona di virgazione che l'arco occidentale delle Pieghe Ferraresi forma con il sistema delle Pieghe Emiliane. Ciò si spiega con il fatto che nel Mantovano è stata individuata la cosiddetta "zona ostacolo" ritenuta responsabile di tale disallineamento e coincidente con una significativa anomalia aereo-magnetica positiva del Basamento Magnetico connessa alla presenza di intrusioni basiche. A causa del suo comportamento prevalentemente rigido la monoclinale padana non sembra essere stata interessata dalle deformazioni legate alla fase parossistica terziaria sebbene alcuni ricercatori abbiano riconosciuto blandi fenomeni di compressione esercitati dal Fronte Appenninico.

L'evoluzione del bacino padano vede, a partire dal Messiniano, la quasi completa cessazione dei movimenti tettonici legati all'edificio alpino. Nel contempo si registra un sensibile spostamento verso nord-est del fronte dell'Appennino settentrionale. Da questo momento le geometrie deposizionali del bacino padano sono strettamente legate ai repentini sollevamenti e movimenti in avanti delle falde nord Appenniniche e dai lunghi periodi di relativa calma e subsidenza isostatica dei bacini. Il margine meridionale del bacino padano, a ridosso del fronte appenninico risente in modo consistente di tali movimenti. Il margine settentrionale risente invece in modo più blando di quanto succede nel bacino. I movimenti sono registrati da superfici di erosione arealmente anche molto estese, dalla riattivazione di strutture mioceniche sepolte e dalla deposizione di livelli detritici fini legati a movimenti eustatici.

Gli studi della successione sedimentaria plio-pleistocenica padana ne hanno messo in evidenza il carattere tendenzialmente regressivo. Infatti, i depositi torbiditici di mare profondo, presenti alla base, sono ricoperti da un prisma sedimentario all'interno del quale si distinguono le seguenti facies: scarpata, piattaforma esterna, litorale, deltizia/lagunare e fluviale.

I corpi sedimentari presentano due direzioni prevalenti di progradazione: la prima assiale rispetto al bacino Padano, est vergente, originata dal paleo-delta del Po; la seconda trasversale sud-est vergente, originata dai sistemi deltizi ad alimentazione alpina.

Le principali classi di sistemi deposizionali possono essere raggruppate come segue:
Piana alluvionale ad alimentazione assiale (paleo-Po) Conoide alluvionale e piana alluvionale ad alimentazione alpina e appenninica Delta ad alimentazione assiale (paleo Po) alpina ed appenninica Delta conoide alpino ed appenninico Piana costiera Piattaforma sommersa scarpate sottomarina Piana bacinale.

L'organizzazione verticale delle facies all'interno delle prime quattro classi di sistemi deposizionali, ed in particolare nei sistemi di piana alluvionale, di conoide alluvionale e nei sistemi deltizi, è invariabilmente costituita dall'alternanza ciclica di corpi sedimentari a granulometria prevalentemente grossolana con corpi a granulometria fine. Molte volte è possibile distinguere una gerarchia di spessori, con insiemi di cicli di rango inferiori spessi alcuni metri che costituiscono cicli di rango superiore, spessi alcune decine metri.

Si può ipotizzare che tali unità cicliche rappresentano fasi sedimentarie di alta energia alternate a fasi di bassa energia dovute rispettivamente all'attivazione e alla disattivazione dei sistemi deposizionali. Per quanto concerne l'evoluzione tettonica di questo settore della pianura gli studi hanno evidenziato che, a partire dal Pliocene inferiore fino a tutto il Pleistocene (Intervallo II + III da 5.3 a 0.7 m.a.), si evidenzia una lenta subsidenza generalizzata non compensata dalla sedimentazione.

Nell'intervallo successivo (Intervallo IV - 700.000-18.000 anni) si assiste ad un progressivo riempimento del bacino e il motivo tettonico predominante continua ad essere l'abbassamento generalizzato di tutta l'area. Tale movimento è stato dedotto dal notevole spessore dei sedimenti continentali.

In particolare, per quanto riguarda l'area mantovana risulta legata all'attività di un disturbo tettonico lineare indicato come Faglia dei Laghi di Mantova. Questa, individuata come una dislocazione a direzione E-W, risulterebbe attiva anche nell'intervallo successivo (Intervallo V - 18.000-attuale) e viene ritenuta responsabile dell'inflessione del fiume Mincio e quindi della formazione dei Laghi di Mantova.

La presenza di depositi torbosi superficiali o a debole profondità localizzati in una fascia lungo tale elemento lineare testimonierebbe un abbassamento differenziale della zona a sud di tale dislocazione, fornendole carattere di faglia diretta.

7 ASSETTO MORFOLOGICO E IDROGEOLOGICO

L'evoluzione geologica della pianura padana qui in esame è collegata allo sviluppo delle avansosse alpina e appenninica; questo grande bacino che durante il Pliocene e parte del Pleistocene risulta corrispondere ad un golfo occupato da acque marine e caratterizzato da successive ingressioni e regressioni, presenta un profilo asimmetrico con inclinazione del lato meridionale dove, in prossimità del margine appenninico, lo spessore dei sedimenti plio-pleistocenici supera i 7.000 metri.

Dal Pliocene ad oggi si è pertanto verificato un imponente fenomeno di sedimentazione in presenza di un'accentuata subsidenza. In particolare lo spessore complessivo dei depositi quaternari può raggiungere nel mantovano valori notevoli: la base del Quaternario è infatti segnalata a 500-1000 metri nell'area delle colline moreniche, nella fascia pedecollinare e a sud del fiume Po in destra Secchia, a 1.500 metri nella media pianura e a sud del Po in sinistra Secchia, a 2.000 metri nel settore su occidentale della provincia.

Nel corso del Pleistocene medio-superiore il bacino appare in gran parte colmato e divengono attivi i processi geomorfologici legati in particolare al reticolo idrografico; durante i vari intervalli interglaciali e soprattutto nel corso dell'ultima fase post-glaciale si verificò il rapido riempimento delle aree esterne agli apparati morenici con depositi fluvio-glaciali e fluviali; le conoidi ciottolose-ghiaiose-sabbiose dell'alta pianura (Sandur) passano, per alternanza, ai depositi fluviali con granulometria prevalentemente fine, limosa-argillosa, nella bassa e media pianura.

Le unità geologiche affioranti nel territorio mantovano sono elusivamente di ambiente continentale e costituite da morene, depositi fluvio-glaciali ed alluvioni di età compresa tra il Pliocene e l'Olocene.

Morfologicamente l'area di studio è compresa nella: Zona della media pianura.

Il Comune di Roverbella ricade all'interno della media pianura, in un contesto territoriale in cui il paesaggio, dal punto di vista morfologico, è caratterizzato dalla presenza di forme poco evidenti. Tali forme sono essenzialmente legate a processi di origine fluvio-glaciali. Detta pianura si è formata come sandur proglaciale cioè come

un'entità continua con lievi ma costanti variazioni delle caratteristiche topografiche, granulometriche, morfologiche e pedologiche (sandur prossimale, intermedio e distale).

La sua evoluzione è, pertanto, legata alla presenza di un imponente sistema glaciale che ha portato alla formazione del livello fondamentale della pianura successivamente inciso dai corsi d'acqua principali.

Il settore orientale del territorio comunale, infatti, è caratterizzato dalla presenza di aree terrazzate, ribassate di alcuni metri rispetto al piano campagna circostante, da cui sono separate tramite scarpate, riferibili ad una fase erosiva medio-recente dei corsi d'acqua, che solcano o hanno solcato la zona.

Differentemente, il settore orientale si trova sul livello fondamentale della pianura, il quale si presenta come livello monotono, con morfologie naturali, che in zona si sviluppano a piccola scala, e conferiscono all'area un aspetto debolmente ondulato, movimentato da forme allungate talora convesse e talora concave.

La pianura lombarda, in cui ricade il Comune di Roverbella, rappresenta una delle maggiori riserve idriche europee. Infatti, la struttura idrogeologica del territorio è caratterizzata dalla presenza di potenti livelli acquiferi sfruttabili, in particolare nella media e nella bassa pianura.

Lo stato delle conoscenze, relativamente buono e chiaramente descritto nella Relazione Generale del Programma di Tutela e Uso delle Acque della Regione Lombardia, "Classificazione dello stato quantitativo dei corpi idrici sotterranei di pianura", consente di distinguere le seguenti aree idrogeologicamente importanti:

- Zona di ricarica delle falde: corrisponde alla parte settentrionale della pianura dove dominano le alluvioni oloceniche e sedimenti fluvioglaciali pleistocenici, a granulometria grossolana, e l'acquifero è praticamente ininterrotto da livelli poco permeabili. Detta area si estende quasi completamente a monte della fascia delle risorgive. In questa zona l'infiltrazione da piogge, nevi e irrigazioni, permette la ricarica tanto della prima falda come delle falde profonde.

- Zona di non infiltrazione alle falde: si trova sempre nella parte alta della pianura ma corrisponde alle aree in cui affiora la roccia impermeabile o dove è presente una copertura argillosa (depositi fluvioglaciali del Pleistocene medio e antico).
- Zona ad alimentazione mista: è ubicata nella zona centrale e meridionale della pianura, in cui le falde superficiali sono alimentate da infiltrazioni locali, ma non trasmettono tale afflusso alle falde più profonde, dalle quali sono separate da diaframmi poco permeabili. Si tratta dell'area corrispondente alla massima parte della pianura.
- Zona di interscambio tra falde superficiali e profonde si rinviene in corrispondenza dei corsi d'acqua principali, soprattutto del fiume Po.

Le caratteristiche idrogeologiche risultano strettamente dipendenti dalla natura dei depositi fluviali e fluvioglaciali in quanto le caratteristiche granulometriche condizionano il grado di permeabilità e di conseguenza le modalità della circolazione idrica sotterranea.

Le principali variazioni litologiche sono contraddistinte dalla progressiva prevalenza di terreni limoso-argillosi, che si verifica sia con l'aumento della profondità sia procedendo da nord verso sud. Gli acquiferi di maggiore potenzialità si trovano entro i primi 100 metri di profondità, sede di falde libere che traggono alimentazione per lo più dall'infiltrazione superficiale delle acque meteoriche e irrigue.

Più in profondità, si hanno ulteriori acquiferi sabbiosi o, più raramente, sabbioso-ghiaiosi con falde confinate, intercalati a prevalenti limi e argille, che traggono la loro alimentazione dalle aree poste più a nord e dallo scambio con gli acquiferi soprastanti, laddove i setti argillosi di separazione sono discontinui. Secondo la ricostruzione idrostratigrafica tradizionale nella pianura lombarda, facendo riferimento alle caratteristiche di permeabilità dei litotipi e alla loro disposizione geometrica, vengono identificati i seguenti complessi acquiferi principali:

Acquifero tradizionale:

E' l'acquifero superiore, comunemente sfruttato dai pozzi pubblici. La base di tale acquifero è generalmente definita dai depositi superficiali Villafranchiani (Pleistocene Inferiore).

A partire dalla media pianura esso risulta suddiviso, da un livello poco permeabile di spessore variabile, comunque, in aumento verso la bassa pianura, in un acquifero

superficiale generalmente freatico e nel sottostante acquifero tradizionale s.s., semiconfinato.

Acquifero profondo:

E' costituito dai livelli permeabili presenti all'interno dei depositi continentali del Pleistocene inferiore ed è a sua volta suddiviso in quattro corpi acquiferi minori (acquifero multistrato), separati da banchi argillosi anche molto spessi e continui.

Differentemente, secondo gli studi effettuati dalla Regione Lombardia, il bacino padano può essere suddiviso in quattro unità idrostratigrafiche (Gruppi Acquiferi A, B, C, D) separate da barriere impermeabili che si sviluppano a scala regionale.

All'interno di ogni Gruppo Acquifero vi è un'ulteriore compartimentazione in unità idrostratigrafiche di rango inferiore (Complessi Acquiferi), a loro volta separate da setti impermeabili caratterizzati da una più limitata continuità laterale.

Nello studio viene anche proposta una correlazione con le altre interpretazioni idrogeologiche, affiancando i nuovi gruppi acquiferi con le unità idrogeologiche e/o idrostratigrafiche tradizionali sopradescritte.

SCALA CRONOSTRATIGRAFICA (milioni d'anni)		SCALA MAGNETO-STRATIGRAFICA	BIOSTRATIGRAFIA A NANNOFOSSILI (CALCARI)	UNITÀ STRATIGRAFICHE		UNITÀ IDROSTRATIGRAFICHE E IDROGEOLOGICHE TRADIZIONALI		NUOVE UNITÀ IDRO-STRATIGRAFICHE
OLOCENE (VERSIANO)				Martini & Mazzarella, 1971	Francani & Pozzi, 1981	Martini & Mazzarella, 1971	Francani & Pozzi, 1981	Avanzini et alii, 1995
PLEISTOCENE SUPERIORE 0-0,12	BRUNES		MNN21b					
			MNN21a		FLUVIOGLACIALE WURM Auct. (Diluvium recente)	I ACQUIFERO	UNITÀ GHIAIOSO-SABBIOSA	A
			MNN20	LITOZONA GHIAIOSO-SABBIOSA		II ACQUIFERO	UNITÀ GHIAIOSO-SABBIOSA-LIMOSA	B
PLEISTOCENE MEDIO 0,12-0,26	AM		MNN19f		FLUVIOGLACIALE RISS-MINDEL Auct. (Dil. Medio-Antico)		UNITÀ A CONGLOMERATI E ARENARIE BASALI	C
			MNN19e	LITOZONA SABBIOSO-ARGILLOSA	VILLAFRANGHIANO*	III ACQUIFERO	UNITÀ SABBIOSO-ARGILLOSA (facies continentali e di transizione)	D
PLEISTOCENE INFERIORE (NEOLITICO-OLIGOCENO) 0,26-1,77	ATUYA		MNN19d					
			MNN19c					
			MNN19b					
			MNN19a	LITOZONA ARGILLOSA			UNITÀ ARGILLOSA (facies marina)	
PLIOCENE SUPERIORE 1,77-2,58								

Come evidenziato nello studio Regione Lombardia-Eni, nel territorio del Comune di Roverbella, il Gruppo Acquifero A presenta una superficie basale impermeabile ad una profondità variabile: inferiore a 100 m da piano campagna, nella zona più settentrionale, e via via maggiore verso sud, dove raggiunge una profondità di quasi 200 m.

Nella stessa direzione si registra un aumento dello spessore cumulativo dei livelli poroso permeabili, il quale risulta sempre compreso tra 40 e 80 m.

Al di sotto della barriera di permeabilità regionale, si rinvencono i gruppi più profondi. Va però segnalato che, già il Gruppo Acquifero B non rappresenta più un acquifero utile, in quanto sono presenti delle acque salate.

Con riferimento alla ricostruzione idrostratigrafica tradizionale nella pianura lombarda, si può invece affermare che, per quanto concerne la zona in esame, l'acquifero utile è solo quello tradizionale in quanto quelli profondi risultano occupati da acque salate.

Dall'esame di tale elaborato grafico, si nota come almeno nei primi 80 m da piano campagna, siano dominanti i depositi a permeabilità elevata (depositi prevalentemente sabbioso-ghiaiosi), mentre i livelli a permeabilità bassa (depositi prevalentemente argilloso-limosi) presentino spessori modesti e risultino difficilmente correlabili tra le differenti verticali indagate.

Ne consegue che il primo acquifero si configura come un monostrato solo localmente compartimentato dagli orizzonti a minore permeabilità.

8 VULNERABILITA' DELL'ACQUIFERO

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

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

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

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

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

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

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

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

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

La scelta del metodo è inoltre condizionata anche dalla possibilità di reperire in modo omogeneo su un territorio i valori necessari alla parametrizzazione.

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

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

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

GRADO DI VULNERABILITÀ						LITOLOGIA DI SUPERFICIE	PROFONDITÀ TETTO GHIAIE	CARATTERISTICHE ACQUIFERO
E _E	E	A	M	B	B _B			
						Argilla	< 10 m	Falda a pelo libero o in pressione
						Limo-argilla	> 10 m	Falda in pressione
						Sabbia	> 10 m	Falda in pressione con soggiacenza > 5 m
						Limo	< 10 m	Falda a pelo libero o in pressione
						Sabbia	> 10 m	Falda a pelo libero o in pressione con soggiacenza 0 - 5 m
						Sabbia e Ghiaia	< 10 m	Falda in pressione
						Sabbia e Ghiaia	< 10 m	Falda a pelo libero
						Ghiaia	0 m	Alvei fluviali e bacini lacustri disperdenti

E_E = Estremamente elevato E = Elevato A = Alto M = Medio B = Basso B_B = Bassissimo (non rilevata sul territorio)

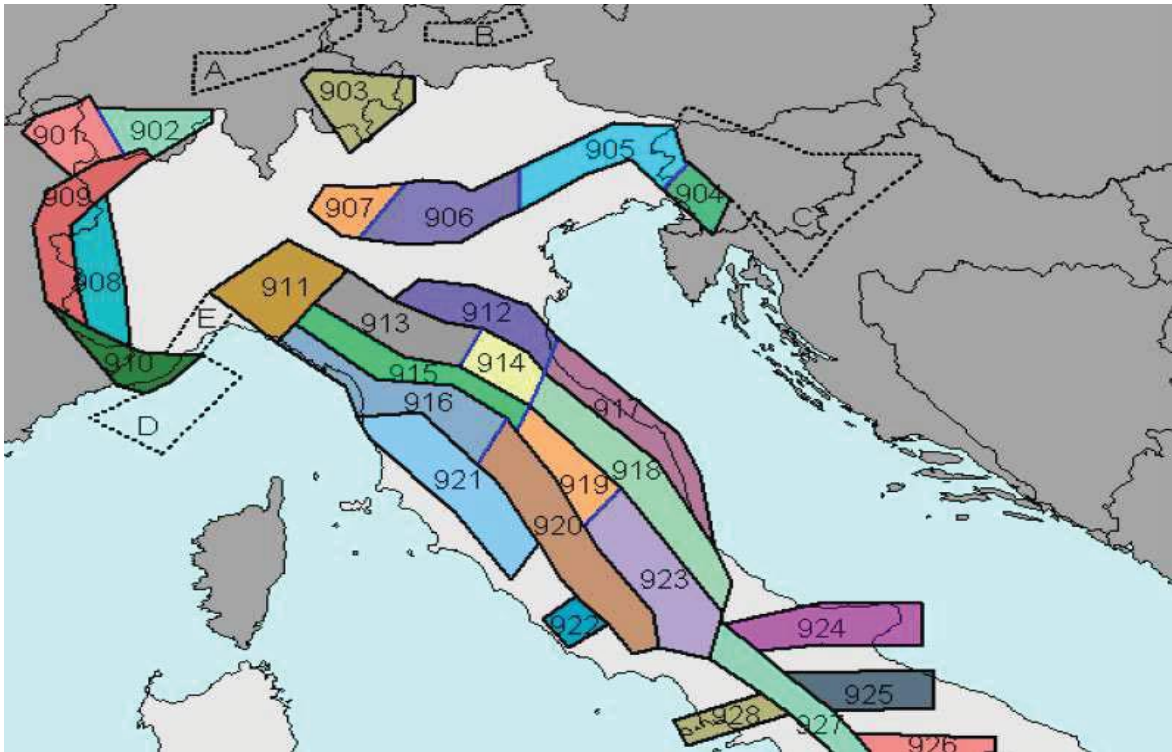
9 INQUADRAMENTO SISMICO

Per determinare il carattere sismogenetico dell'area del comune di Roverbella si è presa in considerazione la pubblicazione dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia nella quale è stato mappato il territorio nazionale in zone sismogenetiche: il territorio comunale si colloca a circa 25 Km a sud della zona sismogenetica 906 (Garda Veronese) e a circa 45 Km a nord-est della zona sismogenetica 913 (Appennino Emiliano Romagnolo).

Il sito in progetto è ubicato a nord dalla zona 912, nella zona sismogenetica viene individuato un regime tettonico debolmente compressivo in atto. La zona è compresa all'interno di strutture compressive (prevalentemente thrust) responsabili della sismicità, allineate lungo la costa o a breve distanza da essa.

Zona Sismogenetica 912: rappresenta la porzione più esterna della fascia in compressione dell'Appennino Settentrionale caratterizzata dallo sprofondamento passivo della litosfera adriatica (placca tettonica "Adria") sotto il sistema di catena nell'Arco Appenninico Settentrionale (placca tettonica "Northern Apenninic Arc") con cinematismi attesi di sovrascorrimenti e faglie trascorrenti aventi assi SW-NE; i terremoti storici hanno raggiunto valori pari a $M = 5,9$; le zone ipocentrali si verificano generalmente a profondità comprese tra 6 e 8 Km con profondità efficace di 7 km; nella Zona Sismogenetica 912 è previsto, sulla base dei meccanismi focali, valori di massima magnitudo pari a $M_{max} = 6,14$.

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



Tale zona, come dalle rilevazioni dell'INGV, è caratterizzata da una magnitudo massima di 6.14 M_w .

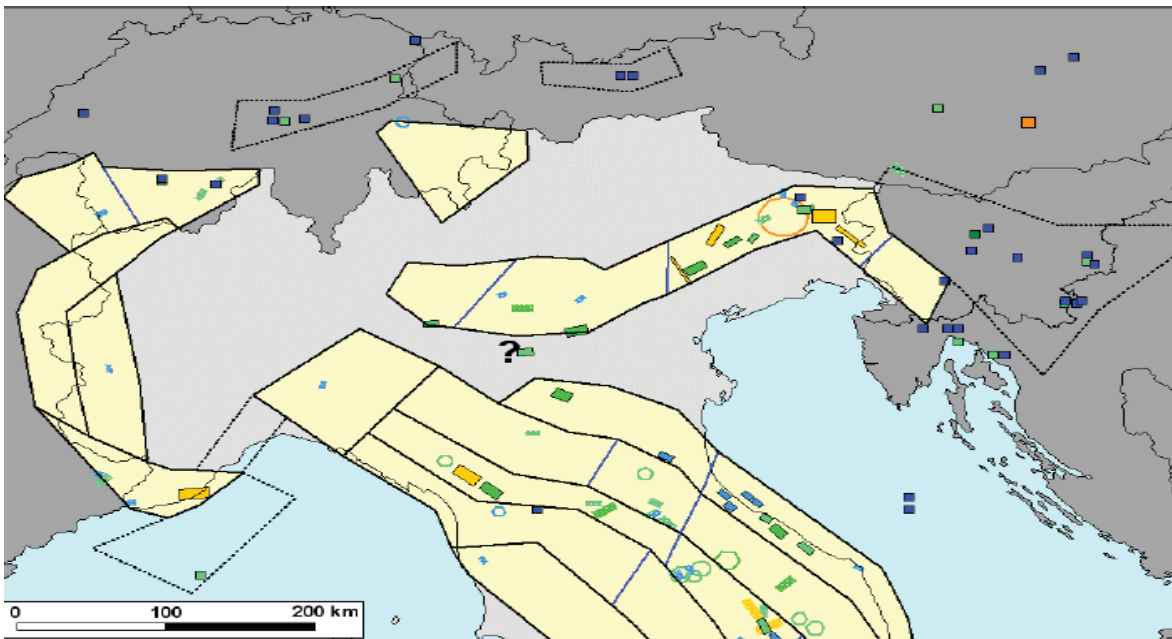


Figura 6.3. Zonazione sismogenetica ZS9 in relazione alla distribuzione delle sorgenti sismo genetiche

10 INDAGINE GEOGNOSTICA

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

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

11 PROFILO STRATIGRAFICO

Per uno spessore di 5 m, a causa del rifiuto del penetrometro, si è attraversata la copertura di terreno sabbiosa-ghiaiosa, caratterizzata da un numero di colpi superiore a 15.

La prova è stata spinta alla profondità di 5 m, si è verificato lo spessore dei depositi superficiali e si sono potuti ricavare i principali parametri geotecnici del terreno a contatto con la fondazione dello scatolare. Lo spessore totale di tali depositi è stato comunque verificato utilizzando i dati dell'analisi di sismica (masw).

La falda è stata intercettata nei sondaggi eseguiti alla profondità di 3 m da p.c..

12 ANALISI SISMICA

E' stata condotta una indagine geofisica di sismica per ricavare una caratterizzazione dinamica del sottosuolo nelle prime decine di metri con l'individuazione delle principali unità geofisiche presenti. L'indagine è consistita in uno stendimento di sismica posizionato, così come riportato nella foto sopra riportata, in modo da mantenere la linearità dello stendimento ed evitare il disturbo. La lunghezza dello stendimento è di 45,5 metri (il massimo consentito).

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

sismica verticale, per la misura della velocità della componente longitudinale delle onde di Rayleigh R.

La distanza tra i geofoni è stata fissata in 3,5 m. Si è utilizzato un punto di energizzazione posto all'estremità, a 7 m di distanza dal primo geofono.

13 CLASSIFICAZIONE SISMICA DEL SITO

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

A - Formazioni litoidi o suoli omogenei molto rigidi caratterizzati da valori di VS30 superiori a 800 m/s, comprendenti eventuali strati di alterazione superficiale di spessore massimo pari a 5 m.

B - Depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti, con spessori di diverse decine di metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di VS30 compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero resistenza penetrometrica NSPT > 50, o coesione non drenata $c_u > 250$ KPa).

C - Depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate o argille di media consistenza, con spessori variabili di diverse decine fino a centinaia di metri, caratterizzati da valori di VS30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s ($15 < \text{NSPT} < 50$, $70 < c_u < 250$ KPa).

D - Depositi di terreni granulari da sciolti a poco addensati oppure coesivi da poco a mediamente consistenti, con spessori variabili di diverse decine fino a centinaia di metri, caratterizzati da valori di VS30 < 180 m/s ($\text{NSPT} < 15$, $c_u < 70$ KPa).

E - Profili di terreno costituiti da strati superficiali alluvionali, con valori di VS30 simili a quelli dei tipi C o D e spessore compreso tra 5 e 20 m, giacenti su di un substrato di materiale più rigido con VS30 > 800 m/s.

Per l'applicazione delle stesse norme, inoltre, il territorio nazionale viene suddiviso in zone sismiche, ciascuna contrassegnata da un diverso valore dell'accelerazione orizzontale massima (a_g) su suolo di categoria

A seguito della D.G.R. 2129 del 14 luglio 2014, il territorio di Roverbella è stato classificato zona sismica 3.

Per questa zona è stata prevista una accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico (a_g/g) pari a 0,15 (corrispondente ad un coefficiente di intensità sismica 0,04).

I valori di velocità delle onde sismiche presenti nelle prime decine di metri di profondità sono stati utilizzati per il calcolo della V_{s30} delle onde sismiche di taglio per comprendere in quale classe di terreno si pone il sito in esame.

13.1 APPROFONDIMENTO DI 1° LIVELLO

Dalla verifica della tavola della pericolosità sismica località, il sito in esame viene perimetrato in zona Z4a e in zona Z2.

Per la zona Z4a il moto sismico viene amplificato a causa delle caratteristiche sia litostratigrafiche del terreno sia geomorfologiche.

Le verifiche di seguito riportate tengono conto dei risultati di analisi provenienti da diverse aree disciplinari:

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

Lo studio geologico di supporto al P.G.T. presenta una prima tavola della pericolosità sismica (in scala 1:10.000), nella quale vengono riportate le diverse situazioni tipo, sulla base di quanto indicato nella Tabella 1 dell'Allegato 5.

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

Lo studio geologico realizzato a supporto del P.G.T. ha individuato per il sito in esame il seguente scenario (così come evidenziato al C. 4):

- Z4a – Zone di fondovalle con presenza di depositi alluvionali: occupano l'intero territorio.
- Z2 – zone con depositi granulari fini e saturi.

La carta di pericolosità sismica locale rappresenta il riferimento per l'applicazione dei successivi livelli di approfondimento, in base a quanto stabilito dalla D.G.R. n. 8/1566 del 22/12/2005 e s.m.i..

SCENARIO Z4a

L'area d'intervento ricade in Z4a (1 livello di approfondimento), vengono intercettati depositi fini coesivi con medi parametri geotecnici, la falda viene individuata alla profondità di circa 1.4 m da p.c., mentre gli effetti attesi sono legati all'amplificazioni litologiche.

14 APPROFONDIMENTO DI 2° LIVELLO

Il sito in esame è situato in una zona di possibile amplificazione sismica Z4a (zona di fondovalle con presenza di depositi alluvionali e/o fluvioglaciali granulari). Tale contesto indica il rischio che un evento sismico ed i relativi scuotimenti producano effetti di amplificazione litologica in grado di alterare i risultati di un sisma sulla base di quanto previsto dalla normativa nazionale.

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

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

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

Gli effetti di amplificazione per lo scenario sismico Z4a è di natura litologica, pertanto per la valutazione del fattore di amplificazione (F_a) si ricorre alle schede relative all'allegato 5 di cui alla D.G.R. n° 8/7374 del 2008.

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

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

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

dove:

h_i = spessore dello strato i -esimo;

V_s = velocità dello strato i -esimo.

La procedura semplificata richiede la conoscenza dei seguenti parametri:

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

15 ANALISI DEGLI EFFETTI DI AMPLIFICAZIONE LITOLOGICA

Sulla base di intervalli indicativi di alcuni parametri geotecnici ricavati dalla prova S.C.P.T., è stata individuata la litologia prevalente presente nel sito corrispondente a limi sabbiosi superficiali e sabbia in profondità per la quale è stata scelta la relativa scheda di valutazione di riferimento (scheda Litologia ghiaiosa – curva 3 - blu).

Individuata la scheda di riferimento si è provveduto alla verifica della validità in base all'andamento dei valori di V_s con la profondità. All'interno della scheda di valutazione è stato scelto il valore di F_a nell'intervallo 0,1-0,5 s in base al valore del periodo proprio del sito T . Il valore di F_a determinato è pari a 1,50 e indica il grado di protezione raggiunto al sito dall'applicazione della normativa sismica vigente.

La valutazione del grado di protezione è stata effettuata in termini di contenuti energetici, confrontando il valore di F_a (1.2) ottenuto dalle schede di valutazione con un parametro di analogo significato calcolato per il comune di Roverbella, per la categoria di suolo di fondazione B e per l'intervallo di periodo 0,1-0,5 s. Per il comune di Roverbella il valore soglia F_a per il quale lo spettro proposto dalla normativa risulta sufficiente a tenere in considerazione la reale amplificazione presente nel sito che risulta pari a 1,4.

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

16 SUSCETTIBILITÀ ALLA LIQUEFAZIONE

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

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

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

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

Nel terreno si possono generare fenomeni di liquefazione se la scossa sismica produce un numero di cicli tale da far sì che la pressione interstiziale uguagli la pressione di confinamento. Nei depositi la pressione di confinamento aumenta con la profondità, mentre l'ampiezza dello sforzo di taglio indotto dal sisma diminuisce. La resistenza alla liquefazione quindi è maggiore con la profondità. Di conseguenza, maggiore è la durata di un terremoto (maggior numero di cicli), più alta è la possibilità che si arrivi alla liquefazione. Inoltre, maggiore è l'ampiezza della vibrazione e della deformazione indotta e minore è il numero di cicli necessari per giungere a tale condizione.

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

La probabilità che un deposito raggiunga le condizioni per la liquefazione dipende

anche dallo stato di addensamento, dalla composizione granulometrica, dalle condizioni di drenaggio, dalla storia delle sollecitazioni sismiche e dall'età del deposito stesso.

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

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

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

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

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

La falda è stata intercettata a 3 m da p.c.

Per quanto concerne la magnitudo, come riportato nei capitoli precedenti, si è fatto riferimento ad un valore massimo pari a 6.0. Per quel che concerne invece l'accelerazione massima attesa in superficie nell'area in esame, le analisi effettuate secondo quanto stabilito dalle NTC 2008 e dalla Circolare n°617 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 2 febbraio 2009, è di $a_{max} = 0.147$

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

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

dove:

a_{max} = accelerazione sismica di picco al piano campagna;
 g = accelerazione di gravità;
 σ_{vo} = pressione verticale totale alla profondità z dal p.c.;
 σ'_{vo} = pressione verticale efficace alla profondità z dal p.c.;
 r_d = fattore di riduzione delle tensioni alla profondità interessata;
 MFS = coefficiente correttivo funzione della magnitudo del sisma;
 K_σ = coefficiente correttivo funzione delle tensioni efficaci alla profondità interessata.
 Il fattore di sicurezza alla liquefazione FS_L è definito dal rapporto CRR/CSR :

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

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

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

Dove:

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

g : accelerazione di gravità;

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

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

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

Per quel che concerne invece la valutazione del rapporto di resistenza ciclica CRR , la resistenza penetrometrica, q_p , ricavata dalle indagini penetrometriche statiche CPT, deve essere ricondotta ad un valore normalizzato, $q_{c/N}$, attraverso la seguente espressione:

$$q_{c/N} = C_q \times q_{c/Pa}$$

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

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

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

IL	rischio di liquefazione
$0 < IL \leq 2$	basso
$2 < IL \leq 5$	moderato
$5 < IL \leq 15$	elevato

Nella verifica eseguita è stato ottenuto un valore di **IL = 1.3**, indice di un rischio di liquefazione basso e il fattore di sicurezza $F_s > 1$ considerando una magnitudo di riferimento e un'accelerazione sismica secondo il D.M. 14 gennaio 2008.

17 CONCLUSIONI

Le indagini eseguite, estese ad un significativo intorno dell'area interessata dall'intervento, in ottemperanza al Testo Unitario - Norme tecniche per le costruzioni (D.M. 14.01.08), sono state finalizzate alla definizione delle condizioni geologiche e geomorfologiche del sito e alla parametrizzazione dei materiali ricadenti nel volume significativo del manufatto in progetto, verificando i possibili scenari di rischio e le problematiche esecutive, con il preciso intento di definirne le potenzialità di fruizione in relazione all'assetto territoriale, verificando le condizioni di stabilità, l'eventuale presenza di elementi morfogenici dissestivi e lo stato di fatto, traendone le opportune valutazioni sulla compatibilità dell'intervento con la situazione idrogeologica, geomorfologica e litologica locale.

L'insieme degli elementi sopra indicati ha la finalità di fornire al Progettista dell'intervento utili indicazioni sui principali caratteri dei termini litologici presenti in sito, sulla scelta del più idoneo piano d'appoggio all'opere in progetto, nonché sulla possibile presenza di acque sotterranee a ridotta soggiacenza e sulle corrette modalità di raccolta e smaltimento delle acque di precipitazione diretta ed indiretta.

Alla luce delle indagini eseguite è possibile affermare quanto segue:

- ✓ valutata la natura dell'intervento in progetto, il quale verrà ubicato all'interno di un contesto antropizzato, si ritiene che gli effetti indotti sull'ambiente circostante saranno sufficientemente contenuti;

- ✓ nella "*Carta di fattibilità geologica*" allegata al vigente P.G.T., l'area in oggetto ricade in un settore classificato come fattibilità terza, ovvero "con consistenti limitazioni che sono da ascrivere alla vulnerabilità della falda.

Nel complesso, dal confronto con la cartografia di Piano, l'intervento in oggetto risulta compatibile con le norme del P.G.T..

Le indagini svolte, le informazioni storiche acquisite, nonché l'analisi del P.A.I., non hanno evidenziato il verificarsi di fenomeni di esondazione per piene ordinarie e straordinarie di corsi d'acqua principali, minori od artificiali che abbiano coinvolto la zona indagata in tempi recenti.

Valutata la natura del progetto in esame, nonché la limitata entità del rischio idraulico locale, si rappresenta che l'intervento in progetto non costituirà un incremento del suddetto rischio, ne determinerà modifiche dell'assetto idraulico locale, risultando pertanto compatibile con le vigenti prescrizioni normative.

Dal punto di vista sismico il Comune di Roverbella, interessato dall'intervento in esame, ricade nella classificazione sismica dei comuni italiani in Zona 3.

Il terreno indagato, in base alle caratteristiche geotecniche dei litotipi presenti in sito nonché da quanto emerso dalle indagini eseguite in situ, rientra all'interno della categoria **B**: Depositi di sabbia o ghiaia molto addensate o argille molto consistenti, con spessori di diverse decine di metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità.

Dal punto di vista idrogeologico, i terreni presenti nel sito in esame manifestano le caratteristiche di un acquifero in grado quindi di ospitare una falda di tipo freatico, in quanto caratterizzati da una sequenza ghiaia-sabbiosa. La falda freatica la si rinviene alla profondità di 3 m da p.c., risulta alimentata sia dalle precipitazioni meteoriche che dall'irrigazione dei campi limitrofi.

I terreni presenti in sito risultano, nel complesso, avere caratteri di permeabilità dipendenti dalla composizione granulometrica e dal differente grado di compattazione; in particolare i livelli più prettamente argillosi mostrano una permeabilità primaria bassa, mentre i lembi costituiti da una predominanza delle frazioni più grossolana (sabbia-

ghiaiosa) sono caratterizzate da un medio-alto grado di permeabilità, conseguente ad un maggiore indice dei vuoti tra le particelle.

Alla luce delle considerazioni sopra riportate, si può affermare che l'intervento in esame non interferirà con il locale assetto idrogeologico, in quanto il piano di posa dello scatolare non intercetta la falda freatica.

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

La tavola della pericolosità sismica locale (PSL) inserisce il sito indagato in zona Z4a e Z2 pertanto la verifica di secondo livello ha evidenziato come il valore di F_a è inferiore al valore di soglia corrispondente, mentre la verifica alla liquefazione ha evidenziato un indice basso.

Bigarello, Luglio 2017

Firma

Geol. Spagnolo Rosario

Dott. geol. Rosario Spagnolo
GEOLOGIA TECNICA-IDROGEOLOGIA
V. Stradella, 35 – Bigarello (MN) 46030
Tel & Fax 0376. 262759 – 338.2949637
E-mail: ro.spagnolo@tiscali.it



Regione Lombardia

PROVINCIA DI MANTOVA

COMUNE DI ROVERBELLA

PROGETTO:

**“LAVORI DI MANUTENZIONE STRAORDINARIA DI UN
TRATTO DEL CANALE GARDESANA ALL'INTERSEZIONE
CON LA S.P. 249 NELL'ABITATO DI ROVERBELLA”**



RELAZIONE GEOTECNICA

(D.M. 14 gennaio 2008 – Circolare 2 Febbraio 2009, n° 617)

Committente:
Regione Lombardia
Ufficio Territoriale Regionale Val Padana

IL TECNICO
Dr. Geol. Rosario Spagnolo

Bigarello, Luglio 2017

tel. 0376.262759
Cell. 338.2949637
ro.spagnolo@tiscali.it

Dott. Geol. Spagnolo Rosario
46030 Bigarello (Mantova)
Via Stradella, 35

Pag. 34/71

1. PREMESSA

Con la documentazione in oggetto si descrive l'assetto territoriale nelle sue componenti geologiche e gli aspetti geologico-tecnici del terreno su cui poggerà la struttura scatolare.

La relazione si compone di due parti indipendenti (relazione geologica – relazione geotecnica) ma tra loro correlate, in accordo con quanto richiesto dalle NTC 2008 (D.M. 14/01/2008 e Circolare del C.S.LL.PP. 617/2009 “Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008” ed in particolare quanto previsto nei paragrafi 6.2.2 e 7.11.2 delle NTC e nei paragrafi C6.2.2 e C7.2.2 della circolare).

Scopo dell'indagine è quello di caratterizzare la stratigrafia del sottosuolo e definire le proprietà geotecniche degli orizzonti attraversati. E' stata realizzata una prova penetrometrica dinamica (S.C.P.T.), spinta alla profondità di circa 5 da p.c. esistente, la quota che per il tipo di terreno indagato e per il tipo di intervento in progetto è stata ritenuta soddisfacente ai fini del concetto di volume significativo. E' stata realizzata una prova masw finalizzata alla determinazione della categoria di suolo di fondazione. Secondo il D.M. 14 gennaio 2008, le scelte progettuali devono tener conto delle prestazioni attese delle opere, dei caratteri geologici del sito e delle condizioni ambientali. I risultati dello studio, rivolto alla caratterizzazione e modellazione geologica devono essere esposti in una specifica relazione geologica e le analisi di progetto devono essere basate su modelli geotecnici dedotti da specifiche indagini e prove, che il progettista deve definire in base alle scelte tipologiche dell'opera o dell'intervento e alle previste modalità esecutive.

Le scelte progettuali, il programma ed i risultati delle indagini, la caratterizzazione e la modellazione geotecnica, unitamente ai calcoli per il dimensionamento geotecnico delle opere e alla descrizione delle fasi e modalità costruttive, devono essere illustrati in una successiva e specifica relazione geotecnica.

Le indagini in sito hanno portato alla hanno consentito di definire le seguenti tematiche:

- ✓ caratterizzazione geologica, idrogeologica e geomorfologica;
- ✓ caratterizzazione litostratigrafica;
- ✓ analisi sismica del sito in esame;

- ✓ modello geologico del sottosuolo.

2. INDAGINI GEOGNOSTICHE

La prova penetrometrica statica è stata eseguita mediante penetrometro meccanico, in accordo con la procedura di riferimento ISSMFE (codice RM) con attrezzatura di spinta ancorata da 20 ton. I vari parametri di prova sono ottenuti mediante le seguenti relazioni energetiche:

$$\text{Resistenza alla punta } q_c = R_p = Q_c/A_c$$

$$\text{Resistenza unitaria di attrito laterale locale } f_s = R_l = Q_s/A_s$$

$$\text{Rapporto della resistenza (Friction Ratio) } R_f(\%) = 100 f_s/q_c *$$

$$\text{Indice delle resistenze (Friction Index) } q_c/f_s *$$

*(R_p , R_f misurate alla stessa profondità)

dove:

R_p = forza assiale agente sul cono

R_l = forza di attrito per infiggere il manicotto

A_c = area di base del cono

A_s = superficie laterale del manicotto.

La prova penetrometrica dinamica in generale trova applicazione per:

- rilevare l'andamento stratigrafico lungo la verticale
- individuare i tipi di terreno attraversati
- interpolare l'andamento degli strati fra verticali di sondaggio
- misurare la pressione interstiziale (solo CPTU).

I parametri desunti possono essere utilizzati con affidabilità per valutare:

- l'angolo di attrito e la compressibilità drenata dei terreni granulari
- la resistenza al taglio non drenata dei terreni coesivi.

Meno attendibile risulta la valutazione dei parametri di compressibilità drenata e non dei terreni coesivi. Da notare che la procedura di riferimento indica l'espressione di q_c e f_s

in Pa, kPa o MPa; per una migliore comprensione dei dati si è preferito esprimere i parametri anche in kg/cm².

Nelle tabelle e diagrammi allegati sono riportati tutti i parametri geotecnici elaborati dai dati ottenuti dalle prove SCPT. In particolare, nei diagrammi sono graficati i valori di resistenza alla punta R_p , rilevati ad ogni 30 cm. Questi valori sono stati ricavati moltiplicando la lettura alla punta per la costante di trasformazione C_t , la quale è legata alle caratteristiche tecniche del penetrometro impiegato.

La diretta correlazione tra il rapporto $F = R_p/R_f$ e la granulometria dei terreni attraversati (secondo Begemann, 1965 e secondo Schmertmann; Raccomandazioni A.G.I. 1977), rende possibile caratterizzare la natura dei terreni differenziandoli rispettivamente in torbe e argille organiche, limi e argille, limi sabbiosi e sabbie limose e sabbie e sabbie con ghiaia.

Negli allegati vengono riportati i seguenti parametri:

- valutazione litologica secondo Schmertmann ottenuta in base all'analisi dei valori di R_p e del rapporto R_f/R_p %.
- la natura dei terreni classificati come granulari o coesivi, ricavata sempre dal diagramma di Schmertmann.
- il peso per unità di volume γ' (t/m³), ottenuta dalla relazione esistente tra la densità del terreno e la sua resistenza ad essere attraversato dalla punta;
- la tensione verticale geostatica efficace σ'_{vo} , espressa come

$$\sigma'_{vo} = 1,85 \times z_1 + 0,20 \times \sum \gamma' i$$

dove z_1 è uguale alla profondità media della falda;

la coesione non drenata C_u (Kg/cm²) (per i terreni di natura coesiva) ottenuto dal rapporto " $C_u = R_p/a$ " (da Sanglerat, 1972) dove " a " è un coefficiente dipendente dalla natura del terreno, e quindi da R_p ;

- l'angolo di attrito interno efficace F (per i terreni di natura granulare), anch'esso correlato alla R_p (Robertson & Campanella, 1983);
- il coefficiente di compressibilità di volume M_v .

Il coefficiente di compressibilità M_v viene definito come:

$$M_v = 1/R_p \times a$$

dove il coefficiente " a " è direttamente dipendente da R_p .

3. METODOLOGIA DI INDAGINE (MASW)

La necessità di acquisire significativi dati geotecnici inerenti le caratteristiche del volume del sottosuolo ha consigliato l'esecuzione di un'indagine geognostica.

Tutte le metodologie della sismica si basano sul principio di generare onde sismiche in un punto del terreno e di rilevare il loro arrivo in altri punti: ciò consente di ricostruire, attraverso lo studio dei percorsi e delle velocità, la disposizione geometrica delle discontinuità sismiche nel sottosuolo e quindi dei litotipi presenti al di sotto della zona indagata. Le onde utilizzate sono di solito le longitudinali perché quelle trasversali, avendo una velocità minore, arrivano ai ricevitori successivamente, quando questi ultimi sono già stati sollecitati dalle onde di compressione ed il segnale registrato sarà così la risultante della sovrapposizione di onde differenti.

La sismica a rifrazione ha come fine l'acquisizione dei valori delle velocità sismiche del primo strato di terreno e dei "rifrattori" successivi, oltre che del loro spessore, fino ad una profondità che dipende dalla lunghezza dello stendimento utilizzato e dalle caratteristiche fisiche-meccaniche del mezzo indagato.

L'indagine viene condotta in campagna con l'ausilio dei seguenti dispositivi:

- ❑ un dispositivo in grado di generare onde sismiche in un punto del terreno chiamato punto sorgente. Esso è costituito generalmente da masse battenti di diverse dimensioni e peso, ovvero (per profondità di indagine maggiore) da cariche esplosive, da sorgenti meccaniche ripetitive (dinoseis, vibrator, martello vibrante, ecc.);
- ❑ un dispositivo in grado di rilevare il segnale sismico, costituito da un gruppo di geofoni disposto secondo una configurazione opportuna, di solito lineare, detta "stendimento";
- ❑ un dispositivo in grado di registrare i segnali provenienti dai geofoni; questi infatti rilevano il segnale sismico e lo trasformano in impulsi elettrici, che vengono inviati al sismografo. Quest'ultimo, ricevendo l'impulso elettrico, ne disegna il valore in funzione del tempo ottenendo così un sismogramma.

Tutti i sismografi più moderni sono corredati di dispositivi di “signal enhancement”, che consentono la sommatoria delle vibrazioni provenienti, in modo guidato ed in tempi successivi, da un singolo punto di energizzazione. Ciò permette di eseguire il processo di stacking, cioè una somma di più segnali più o meno coincidenti, ciascuno affetto da un rumore fuori fase, che quindi tende ad annullarsi con la sommatoria.



Figura 1 e 2 – Sismografo X 610 S della MAE e stendimento per sismica a rifrazione

La lunghezza dello stendimento è scelta in funzione della profondità di indagine desiderata, mentre la distanza fra i geofoni è in funzione della risoluzione interpretativa che si vuole ottenere. La distanza tra sorgente e stendimento prende il nome di offset.

I dati sperimentali che si utilizzano sono i tempi di primo arrivo dei treni d'onda ai vari punti di registrazione. Leggere i valori di primo arrivo (picking) di un'onda P significa determinare sul sismogramma la posizione della prima escursione (positiva o negativa) superiore al livello di rumore della registrazione: i tempi che intercorrono tra l'istante di energizzazione e questi tempi di primo arrivo corrispondono ai tempi di percorso delle onde P dal punto sorgente ad ogni singolo geofono. Dal punto sorgente fino ad una certa distanza detta distanza critica questi tempi corrispondono ai tempi di arrivo di onde P che viaggiano poco al di sotto della superficie topografica e sono i tempi relativi all'onda diretta. Dal punto critico in poi l'onda rifratta arriva prima di quella diretta: questo avviene perché l'onda rifratta, pur compiendo un tragitto più lungo di

quella diretta, percorre un buon tratto di questo cammino ad una velocità maggiore che è quella dello strato sottostante. Se consideriamo un terreno multistrato questo fenomeno si ripeterà per tutti gli strati caratterizzati da velocità superiore a quella degli strati soprastanti.

Una conseguenza molto importante della legge di Snell nella sismica a rifrazione è quella di essere in grado di distinguere e determinare gli strati rifrattori solo se essi hanno una velocità maggiore di quelli sovrastanti. Quindi condizione necessaria per ottenere buoni risultati dall'applicazione del metodo sismico a rifrazione è che la velocità di propagazione aumenti con la profondità. Infatti, quando uno strato a velocità inferiore si trova al di sotto di strati a velocità superiore, esso non potrà essere rivelato come "rifratore" e quindi non si potrà mettere in evidenza la sua presenza. In tali casi, se esiste il sospetto di una tale presenza, sarà necessario ricorrere ad altre metodologie di prospezione sismica (o ad altre metodologie geofisiche) ovvero a sondaggi meccanici, oltre che, ovviamente, tenere in considerazione i risultati di un accurato rilevamento geologico.

3.1 PROGETTO D'INDAGINE

Il sondaggio sismico a rifrazione è stato eseguito utilizzando il sismografo digitale **X 610 S** a 24 bit della M.A.E. srl ad alta risoluzione, in grado di registrare i segnali provenienti da geofoni a componente verticale e orizzontali e di permettere, grazie ad un software di elaborazione interno, un rapido controllo della qualità della registrazione, consentendo un processing preliminare dei dati in situ. Il sismografo in questione costituisce il componente fondamentale dell'apparato di acquisizione dei dati. Si tratta di uno strumento digitale a 72 canali, dotato di un processore interno ad alta risoluzione, un intervallo minimo di campionamento di 0.033 ms e un convertitore Analogico/Digitale sigma/delta a 24 bit.

Le impostazioni dei parametri di acquisizione dello strumento, scelti in funzione del tipo di indagine eseguito, della lunghezza dello stendimento, del grado di risoluzione ricercato, delle condizioni ambientali rispetto alle fonti di rumore e tenendo conto della relativa uniformità delle successioni sedimentarie presenti nelle zone indagate, sono riportate in tabella 1.

TIPO DI INDAGINE	INTERVALLO DI CAMPIONAMENTO	NUMERO DI CAMPIONI	DURATA DI REGISTRAZIONE	NUMERO DI STACKS
Rifrazione	66,4 μ s	4096	545,73 ms	5

Tabella 1 - Parametri di acquisizione del profilo sismico a rifrazione.

Al fine di incrementare il rapporto segnale\rumore è stato effettuato, su tutte le registrazioni, un processo di stacking con numero di stacks pari a cinque.

Una massa del peso di 8 kg, battente su una piastra metallica, fissata al terreno in posizione verticale, è stata utilizzata come dispositivo in grado di generare onde sismiche. Per l'elaborazione dei dati non è stata necessaria una correzione topografica dei dati.

La fase di processing dei dati acquisiti sul campo è stata condotta utilizzando software dedicati, per l'analisi, l'elaborazione dei segnali sismici e per la rappresentazione grafica dei modelli sismostratigrafici ottenuti.

Per l'interpretazione dei dati di sismica a rifrazione, alla fase di import dei dati, registrati in formato SEG2, è stata eseguita la lettura manuale, traccia per traccia, dei tempi di primo arrivo delle onde P (picking) corrispondenti ai tempi di percorso delle onde dal punto sorgente ad ogni singolo geofono.

La seconda fase è consistita nella costruzione e nell'interpretazione delle dromocrone, relative a tutti gli scoppi eseguiti, al fine di valutare lo spessore, l'eventuale inclinazione degli strati rifrattori e di costruire, tramite il metodo di inversione wavefront (fronte d'onda), che consente di migrare in profondità la combinazione dei "tempi di volo" diretti e reciproci usando l'approssimazione delle differenze finite nell'equazione eiconale, un modello iniziale del gradiente di velocità. Con metodo del fronte d'onda è possibile scostarsi dai modelli basati esclusivamente sull'interpretazione di stratificazione pian-parallelà; si ha, infatti, la possibilità di individuare orizzonti rifrangenti ondulati e inclinati. Dopo aver calcolato tutti gli angoli di superficie relativi agli scoppi, diretto e inverso, si procede alla localizzazione della reale posizione della superficie di rifrazione, stimando i punti di rifrazione dei raggi che arrivano ai geofoni. Questo si ottiene da una serie di iterazioni effettuate per ogni geofono. Il metodo prevede, inoltre, il calcolo di una funzione di velocità, il cui valore è riferito alla posizione orizzontale dello stesso punto di rifrazione P.

Questi calcoli sono ripetuti per tutte le posizioni dei geofoni dello stendimento e la forma del rifrattore è ricostruita dalla linea che unisce tutti punti reali di rifrazione ottenuti, mentre la pendenza della retta della funzione di velocità, calcolata per ogni punto di rifrazione, permette di calcolare la velocità del rifrattore. Generalmente il metodo dei fronti d'onda è il metodo di interpretazione di sismica a rifrazione più efficace per risolvere i problemi causati dalle irregolarità del rifrattore. L'affidabilità dei risultati dipende dall'esattezza dei primi arrivi selezionati, dalla precisione della stima della velocità del primo strato e dalla quantità di geofoni utilizzati. Inoltre, i calcoli che si effettuano per determinare la profondità del rifrattore sono indipendenti dalla stima della sua velocità, in modo da non essere influenzati da eventuali errori.

3.2 INTERPRETAZIONE DEL PROFILO SISMICO A RIFRAZIONE

Il sondaggio eseguito, le cui caratteristiche sono rappresentate in tabella 2 ha consentito di ottenere le dromocrone, ricavate dalla regressione lineare dei tempi di primo arrivo ai 24 geofoni (Figura 2). Sono state eseguite 3 energizzazioni, due esterne (alla distanza di 2 metri dal primo e dall'ultimo geofono) e una interna (al centro dello stendimento).

Tabella 2 - Caratteristiche geometriche dello stendimento del profilo sismico a rifrazione.

Profilo sismico	Tipo di indagine	Lunghezza totale (m)	Numero geofoni 4,5 Hz	Posizione I geofono (m)	Posizione ultimo geofono (m)	Interdistanza tra i geofoni (m)
S1	Rifrazione	37,5	24	0	37,5	1,5

Il picking dei tempi di primo arrivo delle tracce sismiche provenienti dai punti di scoppio ha consentito di stimare i valori di velocità apparente del primo strato superficiale (onde dirette) e dei successivi strati rifrattori (onde rifratte). Il processo di inversione, per la costruzione del modello iniziale, è stato vincolato con le conoscenze dei possibili litotipi presenti nell'area indagata derivanti da precedenti studi.

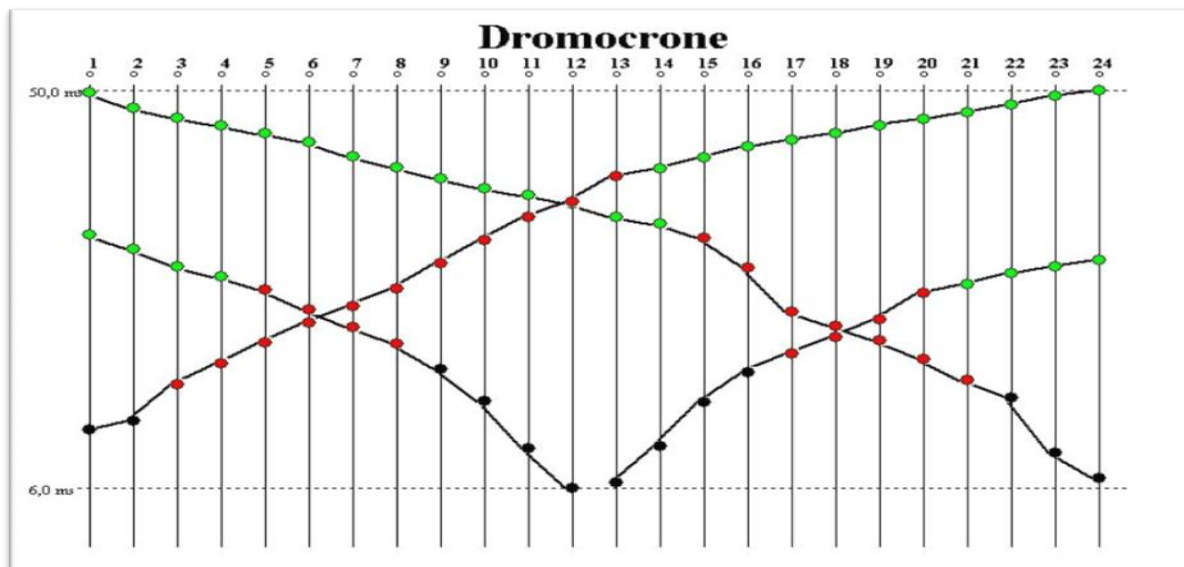


Figura 3 – Dromocrone ricavate dalla regressione lineare dei tempi di primo arrivo relativi al sondaggio sismico a rifrazione.

Il profilo sismico a rifrazione è stato interpretato considerando una modellistica a tre strati. Il primo sismostrato è caratterizzato da una velocità di circa 250 m/s e una profondità di circa 2 metri, interpretabile con la presenza di materiale granulare. Il secondo sismostrato è caratterizzato da una velocità di 320 m/s, e uno spessore variabile di circa 18 metri, compatibile con la presenza di sabbia. Il terzo sismostrato è caratterizzato da maggiori valori di velocità, circa 340 m/s, compatibile con la presenza di depositi sabbiosi-ghiaiosi.

3.3 IL METODO MASW

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

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

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

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

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

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

La procedura MASW può sintetizzarsi in tre stadi distinti:

- acquisizione dei dati sperimentali;
- estrazione della curva di dispersione;
- inversione della curva di dispersione per ottenere il profilo verticale delle V_s (profilo 1-D), che descrive la variazione di V_s con la profondità.

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

PROGETTO D'INDAGINE

L'elaborazione e l'interpretazione dei dati sismici di tipo MASW è stata eseguita con l'ausilio del software WinMASW, che consente di analizzare dati sismici (common-

shot gathers) acquisiti in campagna in modo tale da poter ricavare il profilo verticale della VS (velocità delle onde di taglio).

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

La procedura si sviluppa in due operazioni svolte in successione:

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

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

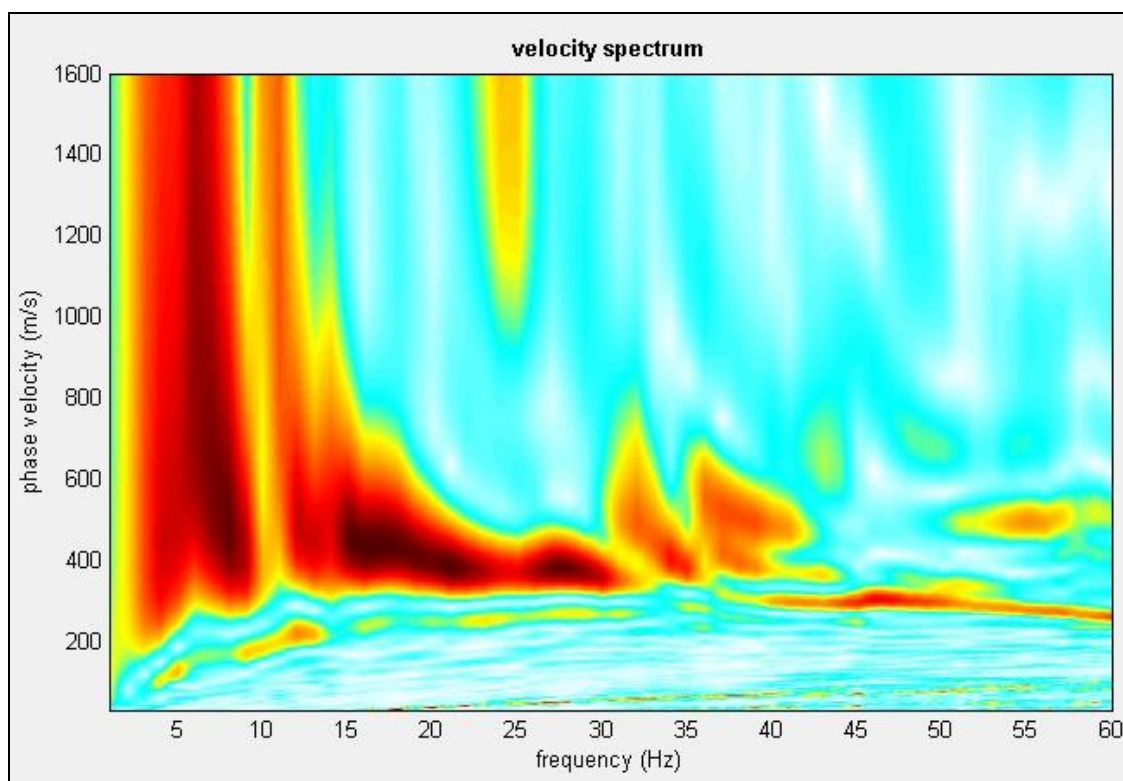
Gli algoritmi evolutivi (come altri analoghi) offrono invece un'esplorazione molto più ampia delle possibili soluzioni. A differenza dei metodi lineari non è necessario fornire alcun modello di partenza. E' invece necessario definire uno "spazio di ricerca" (search space) all'interno del quale vengono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

INTERPRETAZIONE DEL PROFILO SISMICO DI TIPO MASW

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

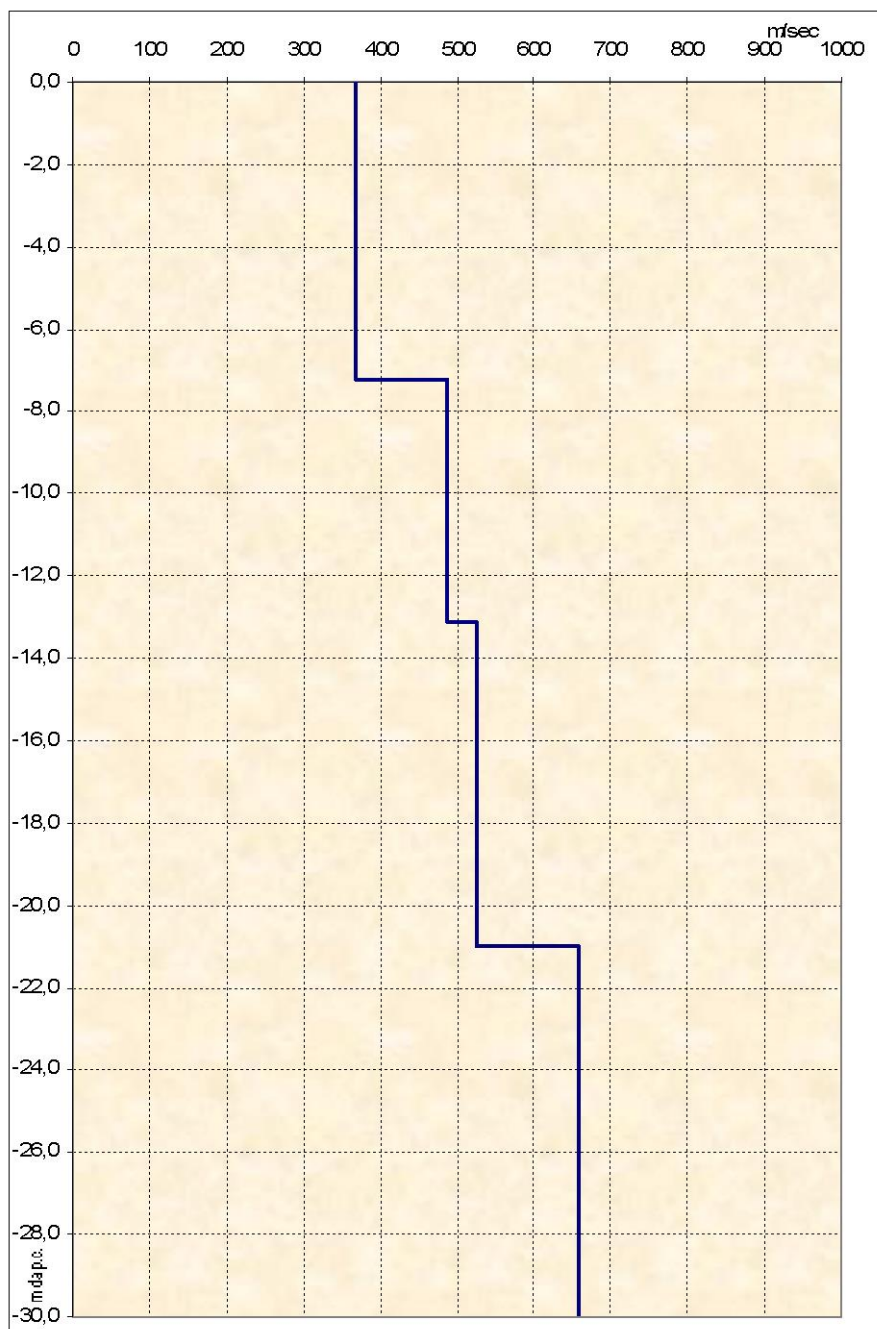
Grazie alle conoscenze geologiche dell'area in esame, si è stabilito di utilizzare, per l'interpretazione dei dati acquisiti, una modellistica a 3 strati. Le curva di dispersione relativa al sondaggio sismico eseguito è mostrata in figura 5.

Solo il modo fondamentale della curva è stato analizzato per la determinazione del parametro V_{s30} . L'analisi del profilo sismico MASW eseguito ha permesso la definizione di un modello 1D di velocità delle onde di taglio, localizzabile nel baricentro dello stendimento.



-diagramma della curva di dispersione-

Profondità da p.c. (m)	Spessore (m)	Velocità onde S (m/sec)
-7,2	7,2	367
-13,1	5,9	486
-21,0	7,9	525
-30,0	9,0	659
-32,1	2,1	659



Il valore V_{s30} è **496 m/sec.**

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

Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi tra 360 m/s e 800 m/s.

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

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

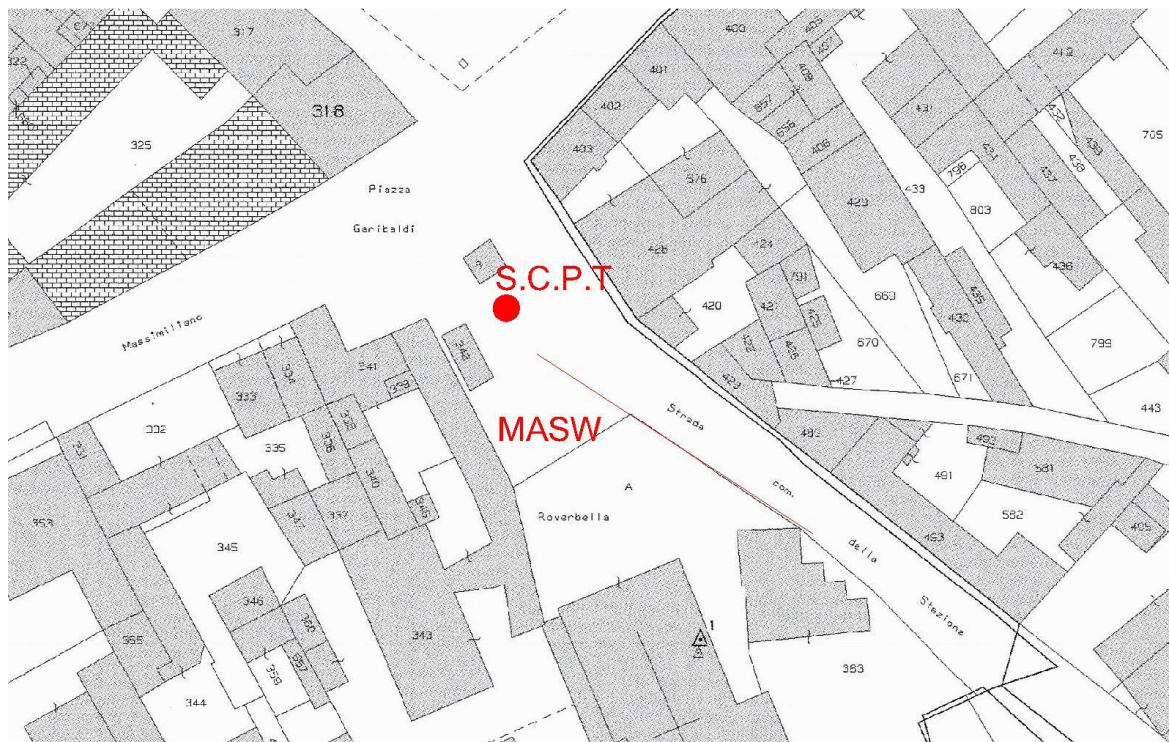
Infatti, è bene precisare che, a causa della variazione dei parametri fisico - meccanici (porosità, contenuto d'acqua, grado di fatturazione, ecc.), non sempre gli spessori sismostratigrafici coincidono con gli spessori litologici.

4. PROVE GEOTECNICHE IN SITO

Scopo dell'indagine è quello di caratterizzare la stratigrafia del sottosuolo locale e definire le proprietà geotecniche dei terreni attraversati. A tal proposito è stata eseguita una prova penetrometrica statica (CPT), spinae alla profondità massima di 10 metri dal piano campagna esistente, e una prova geofisica masw per la determinazione della V_{s30} . Dall'analisi condotta emerge un terreno composto nel complesso da depositi a comportamento geomeccanico prevalentemente granulare per tutta la profondità del sondaggio.

La successione litostratigrafia dell'area in esame è la seguente:

- 0.0 – 0.4 m terreno di riporto;
- 0.4 - 5.0 m depositosabbioso-ghiaioso.



5. SISMICITA'

NORMATIVE SISMICHE

In merito alla classificazione sismica del territorio nazionale, nello specifico ai sensi dell'O.P.C.M. 20 marzo 2003, n. 3274, che costituisce la base legislativa della nuova disciplina sulla sismicità, tale Ordinanza ha aggiornato la normativa sismica, con l'attribuzione, alle diverse località del territorio nazionale, di un valore di scuotimento sismico di riferimento, espresso in termini di incremento dell'accelerazione al suolo.

Il territorio nazionale viene suddiviso in quattro zone sismiche, ciascuna contrassegnata da un diverso valore del parametro a_g , ossia di accelerazione orizzontale massima su suolo di categoria A (Formazioni litoidi o terreni omogenei caratterizzati da valori di V_{S30} superiori a 800 m/s, comprendenti eventuali strati di alterazione superficiale di spessore massimo pari a 5 metri). Il territorio del comune di Roverbella è stato classificato a rischio sismico 3, a cui è associato un valore della massima

accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico pari a $a_g = 0,15g$ (con g = accelerazione di gravità). Le massime accelerazioni attese al suolo o P.G.A. (Peak Ground Acceleration) previste dalla mappa di Pericolosità Sismica dell'I.N.G.V. – 2004 sono comprese tra **0,05 ÷ 0,15g**, con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni riferita a suoli di categoria A.

Nell'ambito della revisione delle nuove Norme Tecniche per le costruzioni (D.M. 14 gennaio 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.

I dettami della nuova normativa (NTC del D.M. 14 gennaio 2008), la valutazione della pericolosità sismica si attua secondo un criterio sito dipendente, che tenga conto delle condizioni locali del sito; la pericolosità sismica deve essere cioè riferita al punto preciso, individuato all'interno del reticolo di riferimento i cui nodi, identificati in termini di latitudine e longitudine, non devono distare più di 10 Km l'uno dell'altro.

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

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

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

Dai parametri dell'opera è stato possibile determinare:

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

- ❑ classe II: costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali;
- ❑ coefficiente d'uso $C_u = 1$.

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

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

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

Categoria di suolo di fondazione	PROFILO STRATIGRAFICO	V_{s30} (m/s)	N_{spt}	C_u (Kpa)
A	Formazione litoide o suoli omogenei molto rigidi	>800		
B	Depositi di sabbia o ghiaia molto addensate o argille molto consistenti, con spessori di diverse decine di metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità	<800 >360	>50	>250
C	Depositi di sabbia e ghiaia mediamente addensate, o di argille di media consistenza	<360 >180	<50 >15	<250 >70
D	Depositi di terreni granulari da sciolti a poco addensati oppure coesivi da poco a mediamente consistenti	<180	<15	<70
E	Profili di terreno costituiti da strati superficiali alluvionali, con valori di V_{s30} simili a quelli dei tipi C o D e spessore compreso tra 5 e 20 m, giacenti su di un substrato di materiale più rigido con $V_{s30} > 800$ m/s			
S1	Depositi costituiti da, o che includono, uno strato spesso almeno 10 m di argille/limi di bassa consistenza, con elevato di plasticità ($PI > 40$) e contenuto di acqua	<100		<20 >10
S2	Depositi di terreni soggetti a liquefazione, di argille sensitive, o qualsiasi altra categoria di terreno non classificabile nei tipi precedenti			

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

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

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

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

Tali fattori espressi sia in termini di rapporto di accelerazione massima orizzontale PGA/PGA0, sia di rapporto di Intensità Housner SI/SI0, per prefissati intervalli di periodi, dove PGA0 e SI0 sono rispettivamente l'accelerazione massima orizzontale e l'intensità di Housner al suolo di riferimento, definiti in ogni comune, sono le corrispondenti grandezze di accelerazione massima orizzontale e Intensità di Housner calcolate alla superficie dei siti esaminati.

Quindi:

$$- SI/SI0 = 1,80 \quad 0,1s < T0 < 0,5s$$

$$- SI/SI0 = 2,30 \quad 0,5s < T0 < 1,0s$$

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

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

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

6. STIMA DELLA PERICOLOSITA' SISMICA

Secondo normativa (D.M.14.01.2008) la categoria di appartenenza del litotipo equivalente è la B:

Categoria	Descrizione da d. m. 14/01/2008 - Tabella 3.2.II
B	Depositi di sabbia o ghiaia molto addensate o argille molto consistenti, con spessori di diverse decine di metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità

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

Parametri sismici

Sito in esame

latitudine:	45, 2664140232573
longitudine:	10, 7691235955932
Classe:	2
Vita nominale:	50

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

Siti di riferimento

Sito 1 ID: 13392 Lat: 45,2530Lon: 10,7229 Distanza: 3914,206

Sito 2 ID: 13393 Lat: 45,2546Lon: 10,7938 Distanza: 2331,977

Sito 3 ID: 13171 Lat: 45,3046Lon: 10,7915 Distanza: 4593,100

Sito 4 ID: 13170 Lat: 45,3030Lon: 10,7206 Distanza: 5563,495

Operatività (SLO):

Probabilità di superamento: 81 %

Tr: 30 [anni]

ag: 0,036 g

Fo: 2,525

Tc*: 0,226 [s]

Danno (SLD):

Probabilità di superamento: 63 %

Tr: 50 [anni]

ag: 0,045 g

Fo: 2,508

Tc*: 0,258 [s]

Salvaguardia della vita (SLV):

Probabilità di superamento: 10 %

Tr: 475 [anni]

ag: 0,123 g

Fo: 2,467

Tc*: 0,282 [s]

Prevenzione dal collasso (SLC):

Probabilità di superamento: 5 %

Tr: 975 [anni]

ag: 0,162 g

Fo: 2,476

Tc*: 0,282 [s]

7. PARAMETRI SISMICI DI CALCOLO

Dall'analisi dei sondaggi geognostici è stato possibile sia parametrizzare i litotipi intercettati alle varie profondità sia determinare la categoria di suolo di fondazione, così come previsto ai sensi del D.M. 14 gennaio 2008. Di seguito viene riportato il valore a_g (accelerazione massima orizzontale al piano di posa delle fondazioni)

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

Dove

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

S_t = è il fattore di amplificazione stratigrafica;

S_s = si determina in relazione alla categoria di sottosuolo.

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

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

Il fattore S_t si ottiene direttamente dalla tabella del D.M. 14 gennaio 2008:

categoria topografica	Caratteristiche della superficie topografica	Ubicazione opera o dell'intervento	S_t
T_1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$		1.00
T_2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$	Sommità del pendio	1.20
T_3	Rilievi con larghezza in cresta molto minori che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$	Cresta del rilievo	1.20
T_4	Rilievi con larghezza in cresta molto minori che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$	Cresta del rilievo	1.40

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

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

$$A_{max} = 1.2 \times 1.0 \times 0.123 = 0.147$$

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

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

Ai sensi del D.M. 14 gennaio 2008, il parametro β lo si ricava dalla seguente tabella:

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

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

$$K_{hk} = 0.24 \times 0.147 = 0.035$$

8. MODELLO GEOTECNICO-GEOFISICO

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

litotecniche sono state definite in funzione della loro resistenza all'avanzamento della punta penetrometrica.

Segue la descrizione schematica delle unità, la definizione del loro spessore e i parametri geotecnici calcolati utilizzando le formule seguenti:

Parametro Formula utilizzata

Dr (densità relativa) Terzaghi – Peck (1967)

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

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

M (modulo edometrico) Shultze e Muhs (1966)

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

Cu (coesione) Bruschi (2004).

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

Tutti i valori dei parametri che compaiono nelle seguenti tabelle, utilizzati nei calcoli dei paragrafi successivi, sono quindi valori caratteristici, cioè valori rappresentativi del parametro considerato all'interno di ciascun strato (D.M. 14.09.2005 - D.M. 14.01.2008 – Circolare 02.02.2009).

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

ORIZZONTE A

Da 0.00 a 0.4 m da p.c.: si ha un terreno di riporto, i parametri non vengono riportati in quanto l'orizzonte andrà scoticato.

ORIZZONTE B

Da 0.4 a 5 m da p.c.: si ha una litozona sabbiosa-ghiaiosa. L'orizzonte presenta buoni parametri geotecnici.

γ	1.95 T/m ³	Peso unitario del terreno
γ'	0.98 T/m ³	Peso unitario del terreno in falda
ϕ	30°	Resistenza al taglio drenata
ϕ_{cv}	29°	Resistenza al taglio a volume costante
M_o	140 Kg/cm ²	Modulo edometrico
V_s	410 m/sec	Velocità delle onde S

In funzione dei dati ottenuti dalle indagini geognostiche, è stata valutata la capacità portante dei terreni su cui poggiano gli edifici da adeguare da un punto di vista sismico. Si sono seguiti i criteri proposti nel D.M. 01-2008.

I valori di capacità portante riportati nei paragrafi seguenti sono stati ricavati per la posa di uno scatolare dalle dimensioni di 3 x 1.5 m.

9 VERIFICHE AGLI STATI LIMITI ULTIMI (SLU)

Le disposizioni formulate nell'Eurocodice 7 (UNI EN 1997-1:2005 e UNI EN 1997-2:2007) costituiscono le basi concettuali per la formulazione delle NTC 2008, nella sezione dedicata alla progettazione geotecnica. In particolare vengono definiti gli stati limite di un sistema geotecnico (Stato Limite Ultimo **SLU** e Stato Limite di Esercizio **SLE**) e le verifiche di sicurezza e delle prestazioni nei confronti di questi.

Le verifiche vengono effettuate secondo un metodo semiprobabilistico basato essenzialmente su:

- scelta idonea del valore di ciascuna variabile in gioco nel modello geotecnico proposto (valore caratteristico);
- applicazione del metodo dei coefficienti parziali, i quali devono essere ripartiti con criterio e consapevolezza sulla base dell'esperienza e dell'osservazione del contesto reale di inserimento del progetto.

Traducendo il tutto in termini matematici il metodo semiprobabilistico si basa sulla disequazione fondamentale:

Dove:

Ed: valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione

Rd: resistenza del sistema geotecnico

Sostanzialmente la sicurezza è garantita solo quando la resistenza del sistema è maggiore della sommatoria delle azioni che agiscono su questo. Ne deriva che ad influenzare in maniera inequivocabile la stabilità globale sono:

- entità delle azioni (permanenti, variabili, accidentali e sismiche);
- parametri geotecnici del terreno;
- resistenza a rottura del sistema.

Si ricorda inoltre che:

$$E_d = E \left[F F_K; X_K / \gamma_M; a_d \right]$$
$$R_d = R / \gamma_R \left[F F_K; X_K / \gamma_M; a_d \right]$$

Ovvero l'effetto delle azioni e le resistenze sono espresse in funzione delle azioni di progetto $\gamma F F_K$, dei parametri di progetto $X_K / \gamma M$ e della geometria di progetto **ad**.

Per quanto riguarda la scelta dei parametri rappresentativi del sistema occorre fare riferimento al valore caratteristico, cioè una “*stima cautelativa del parametro che influenza l'insorgere dello stato limite*”. A seconda della variabilità dello stesso parametro, sarà possibile inserire o la media dell'insieme di valori del parametro calcolati (se la stima è molto precisa) o il valore per il quale, nella distribuzione gaussiana dei valori determinati, vi è una probabilità del 5% di ottenere un valore “peggiore” (se la stima è imprecisa).

I valori caratteristici così determinati subiscono una correzione attraverso i *coefficienti parziali*, da combinare a seconda dell'approccio analitico che si intende utilizzare. I coefficienti parziali da utilizzare nelle verifiche allo stato limite ultimo vengono riportati nelle Tabelle inserite nelle NTC.

CALCOLO DELLE AZIONI DI PROGETTO ED

La formula proposta dalle NTC08 per la stima cautelativa della sommatoria delle azioni di progetto nell'ambito della verifica SLU in condizioni statiche per la capacità portante (*punto 2.5.3 – Combinazione delle azioni*) risulta la seguente:

Combinazione Fondamentale per stato limite ultimo – SLU –

$$Ed = \gamma G1G1 + \gamma G2G2 + \gamma PP + \gamma Q1QK1 + \gamma Q2 \psi 02 QK2 + \gamma Q3 \psi 03 QK3 + \dots$$

Dove i fattori ψ sono indice della durata o simultaneità di una o più azioni variabili QK2, QK3...ecc, le quali possono agire contemporaneamente all'azione variabile dominante QK1.

RESISTENZA DEL SISTEMA GEOTECNICO RD

La resistenza del sistema geotecnico dell'area indagata viene calcolata a partire dalla teoria della capacità portante secondo Brinch-Hansen (1970) con l'applicazione della formula:

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot [s_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot g_{\gamma}] + c \cdot N_c \cdot [s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c] + q \cdot N_q \cdot [s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q]$$

dove

- **qlim** è il carico limite, corrispondente a **Rd** (a seguito delle opportune correzioni);
- **B** è la larghezza della fondazione;
- **c** è la coesione;
- **q** = $\gamma' D$;
- γ' è il peso di volume. Per il terzo fattore della formula (dal momento che **q** = $\gamma' D$) è riferito al terreno compreso tra il piano campagna e il piano di posa della fondazione, per il primo fattore della formula è riferito al terreno compreso tra il piano di posa della fondazione e la profondità alla quale può spingersi il cuneo di rottura;
- **D** è la profondità del piano di posa della fondazione;
- **Nc, Nq, Ny** sono i fattori di capacità portante, dipendenti dall'angolo di attrito ϕ ;
- **s γ , sc, sq**: sono fattori di forma della fondazione;
- **i γ , ic, iq**: sono fattori correttivi dipendenti dall'inclinazione del carico;
- **b γ , bc, bq**: sono fattori correttivi dipendenti dall'inclinazione della base della fondazione;
- **g γ , gc, gq**: sono fattori correttivi dipendenti dall'inclinazione del piano campagna;
- **d γ , dc, dq**: sono fattori correttivi dipendenti dalla profondità del piano di posa.

Si è calcolata la capacità portante con i parametri del terreno in termini di tensioni totali: questo metodo, nel caso di terreni coesivi, pone il sistema nelle condizioni più

gravose, ipotizzando un'applicazione istantanea dei carichi, con conseguente notevole incremento delle pressioni interstiziali, che non possono essere dissipate per drenaggio.

Nello specifico si individua dapprima la profondità alla quale il terreno può andare incontro a rottura; le Raccomandazioni A.G.I. (1977) prescrivono di spingersi fino a profondità compresa tra B e $2B$ a partire dal piano di posa. Successivamente si calcolano i parametri del terreno considerando tutti quelli intercettati fino alla profondità dell'eventuale cuneo di rottura, valore da inserire nella determinazione della R_d . In ottemperanza alle nuove norme tecniche (D.M. 14.01.08) tali parametri vanno trattati statisticamente per ottenere i corrispondenti valori caratteristici.

Sulla base delle caratteristiche dimensionali e geotecniche del sistema esaminato si riportano i parametri geotecnici utilizzati:

γ	1.95 T/m ³	Peso unitario del terreno
γ'	0.98 T/m ³	Peso unitario del terreno in falda
ϕ	30°	Resistenza al taglio drenata
ϕ_{cv}	29°	Resistenza al taglio a volume costante
M_o	140 Kg/cm ²	Modulo edometrico
V_s	410 m/sec	Velocità delle onde S

Tabella 1: coefficienti parziali sulle azioni caratteristiche

carichi	effetti	Coefficienti parziali	A1	A2
permanenti	sfavorevoli	γ_{G1}	1.3	1.0
	favorevoli	γ_{G1}	1.0	1.0
Permanenti non strutturali	sfavorevoli	γ_{G2}	1.5	1.3
	favorevoli	γ_{G2}	0	0
variabili	sfavorevoli	γ_{Qi}	1.5	1.3
	favorevoli	γ_{Qi}	0	0

Tabella 2: coefficienti parziali sui parametri caratteristici del terreno

parametro	Grandezza a cui si applica il coefficiente parziale	Coefficienti parziali	M1	M2
Tangente della resistenza al taglio	$Tg\varphi'$	$\gamma_{\varphi'}$	1.0	1.25
Coesione efficace	c'	$\gamma_{c'}$	1.0	1.25
Resistenza non drenata	c_u	γ_{c_u}	1.0	1.4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_{γ}	1.0	1.0

Tabella 3: coefficienti parziali sulle resistenze agli stati limiti ultimi di fondazione superficiali

verifica	Coefficienti parziale R1	Coefficienti parziale R2	Coefficienti parziale R3
capacità portante	$\gamma_r = 1.0$	$\gamma_r = 1.8$	$\gamma_r = 2.3$
scorrimento	$\gamma_r = 1.0$	$\gamma_r = 1.1$	$\gamma_r = 1.1$

Sulla base dei dati progettuali forniti è stato considerato il piano fondazionale alla profondità di 3 m da p.c. attuale. La profondità del cuneo di rottura, al di sotto del piano di posa della fondazione dipende dall'angolo di attrito interno e della larghezza della fondazione, come peraltro rilevabile dalla relazione di Meyerhof:

$$H = 0.5 \cdot B \cdot tg(45^\circ + \varphi / 2)$$

dove

H = profondità cui si spinge il cuneo di rottura solidale con la fondazione;

B = larghezza della fondazione;

φ = angolo di attrito interno.

Quindi facendo riferimento alla relazione di Meyerhof, adottando nella fattispecie un valore di angolo di attrito interno pari a 30° e considerando la larghezza B, la profondità di rottura, dal letto della base fondazionale, la si individua fino alla profondità di 5 m da p.c.

I calcoli sono stati eseguiti in funzione di fondazioni quadrati, assumendo una quota di imposta coincidente con l'orizzonte B definito nel paragrafo precedente e nel rispetto delle modalità operative sopra richieste.

Il calcolo della portanza del terreno di fondazione è stato effettuato in funzione del tipo di rottura possibile correlato direttamente dalla compressibilità dello stesso. Vengono di seguito riportati i diversi orizzonti stratigrafici intercettati e con i relativi parametri geotecnici.

Il calcolo della pressione limite (P_{lim}) è stato eseguito per carichi centrati, utilizzando il criterio di Brinch-Hansen, considerando terreni di fondazione unicamente coesivi.

I risultati dei calcoli effettuati vengono riportati nel seguente prospetto.

Assumendo i seguenti dati:

Approccio II (A1+M1+R3) – Condizioni statiche

B (m)	D (m)	$Q_{SLU}(Kg/cm^2)$
3 x 1.5	3	1.9

Il progettista dovrà infine verificare che per lo stato limite ultimo sia rispettata la condizione: $E_d = R_d$.

10 VERIFICA DELLA CAPACITA' PORTANTE SLV – CONDIZIONI DINAMICHE

La verifica alla capacità portante in condizioni dinamiche allo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) è stato condotto secondo quanto disposto dal D. M. 14 gennaio 2008.

Per le fondazioni superficiali l'azione del sisma si traduce in accelerazioni nel sottosuolo (effetto cinematica) e nella fondazione, per l'azione delle forze d'inerzia generale nella struttura in elevazione (effetto inerziale).

La verifica in combinazione sismica costituisce sicuramente una condizione penalizzante rispetto alla combinazione statica.

Per effettuare le verifiche agli stati limite in condizioni dinamiche, si devono determinare i valori dei coefficienti sismici orizzontali e verticali K_h e K_v , definiti secondo le relazioni:

$$K_h = \beta_s \cdot A_{max} / g$$

$$K_v = 0.5 \cdot K_h$$

Approccio II ($A1+M1+R3$) – Condizioni dinamiche

B (m)	D (m)	$Q_{SLU} (Kg/cm^2)$
3 x 1.5	3	1.75

11 VALORE DI CALCOLO DEL COEFFICIENTE WINKLER

Si procede dunque ad una valutazione tradizionale e diffusa del coefficiente di Winkler da introdurre nei modelli di calcolo.

$$K_w = E / (B \cdot C_D \cdot C_T) - \text{Costante elastica di sottofondo}$$

Dove:

E = modulo elastico del terreno

B = larghezza minima della fondazione

C_D = coefficiente di approfondimento (Christian & Carrier 1978)

C_T = coefficiente relativo ad uno strato incompress. a prof. H (Christian & Carrier 1978).

B (m)	D (m)	K di Winkler (Kg/cm ³)
3 x 1.5	3	7.8

12 VERIFICA CEDIMENTI – VERIFICHE AGLI STATI LIMITE d'ESERCIZIO (SLE)

Le NTC/08 e le relative istruzioni non contengono indicazioni su come eseguire le verifiche agli stati limite di esercizio per le opere geotecniche, né fissano soglie da rispettare. Per le fondazioni dirette le NTC/08 (par. 6.4.2.2) recitano: *“Si devono calcolare i valori degli spostamenti e delle distorsioni per verificarne la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione, nel rispetto della condizione. Analogamente, forma, dimensioni e rigidezza della struttura di fondazione devono essere stabilite nel rispetto dei*

summenzionati requisiti prestazionali, tenendo presente che le verifiche agli stati limite di esercizio possono risultare più restrittive di quelle agli stati limite ultimi.” La CIRC/09 (par. C6.4.2.2): “Per effetto delle azioni trasmesse in fondazione, i terreni subiscono deformazioni che provocano spostamenti del piano di posa. Le componenti verticali degli spostamenti (cedimenti) assumono in genere valori diversi sul piano di posa di un manufatto. Si definisce cedimento differenziale la differenza dei cedimenti tra punti di una stessa fondazione, di fondazioni distinte con sovrastrutture comuni e di fondazioni distinte con sovrastrutture staticamente indipendenti. In base alla evoluzione nel tempo si distinguono i cedimenti immediati e i cedimenti differiti.

Questi ultimi sono caratteristici dei terreni a grana fine, poco permeabili, e dei terreni organici. I cedimenti e gli spostamenti delle fondazioni e del terreno circostante possono essere valutati con metodi empirici o analitici. Nel caso di terreni a grana fine, i parametri che caratterizzano la deformabilità sono di regola ottenuti da prove di laboratorio su campioni indisturbati. Nel caso di terreni a grana media o grossa, i parametri anzidetti possono essere valutati sulla base dei risultati di indagini geotecniche in sito. I valori delle proprietà meccaniche da adoperare nell'analisi sono quelli caratteristici e i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri di resistenza sono sempre unitari. Sulla base della previsione dei cedimenti deve esprimersi un giudizio sulla loro ammissibilità con riferimento ai limiti imposti dal comportamento statico e dalla funzionalità del manufatto.

Qualora il manufatto in progetto possa influire sul comportamento statico e sulla funzionalità di manufatti adiacenti, il giudizio di ammissibilità deve essere esteso a questi ultimi.” Sulla base di quanto sopra indicato si è proceduto nel seguente modo: si sono determinati i cedimenti con i criteri di calcolo e per dare un giudizio sulla loro ammissibilità si è fatto riferimento a numerosi grafici e tabelle di letteratura, che su base statistica e in funzione di parametri diversi, indicano i valori ammissibili. In tal senso in merito ai cedimenti ammissibili di opere è noto che i cedimenti assoluti influenzano il comportamento di una struttura in misura minore dei cedimenti differenziali ed è ormai ampiamente riconosciuto che esiste una relazione tra i due cedimenti (*Grant et al., 1975, Skempton e McDonald, 1956, Polshin e Tokar, 1957, Bjerrum, 1963, Burland & Wroth, 1974*). L'approccio generalmente seguito è quello di adottare un valore di cedimento ammissibile in funzione di un valore prefissato di distorsione angolare massima funzione della tipologia di struttura. Utilizzando la correlazione β_{\max}/w_{\max} proposta da *Grant e altri, 1974* aggiornata da *Viggiani, 1992* e

quella di *Mandolini, 2003* considerando una distorsione angolare massima max di 1/500 si è assunto come cedimento massimo wmax il limite di 2.5 cm.

La stima dei cedimenti è stata effettuata sui parametri più scadenti.

Nel calcolo è stato ipotizzato un carico di esercizio pari alla capacità portante ammissibile e il piano di posa delle fondazioni a -3 m di profondità dal piano campagna. Lo strato di terreno passabile di cedimento è l'orizzonte B.

La determinazione delle tensioni, indotte dalla struttura in elevazione, è stata eseguita attraverso il metodo di Holl (1940), ipotizzando che il terreno di fondazione sia caratterizzato da un comportamento, isotropo e omogeneo.

Le tensioni σ_z , σ_x , σ_y , indotte dalla struttura in elevazione, sono espresse in termini di coordinate rettangolari, in cui l'asse z si estende sulla verticale e gli assi x e y sull'orizzontale, perpendicolari tra loro.

Esse sono esplicate automaticamente mediante software di calcolo considerando, come incremento di carico effettivo Δp , l'aliquota del carico della struttura trasmesso alla profondità di 3 m in corrispondenza del piano di posa delle fondazioni.

Il calcolo del cedimento totale, per il livello B è il risultato della somma del cedimento di consolidazione primaria:

Il cedimento di consolidazione primaria è stato calcolato con la seguente relazione:

$$S_c = \sum_{i=1}^n \mu_i \times S_{edi}$$

dove:

$i=1$ =esima suddivisione del livello;

n = numero di suddivisioni;

$\mu_i = A + a \times (1 - A)$; coefficiente di riduzione dei cedimenti;

$$S_{edi} = \frac{\Delta \sigma_{zi}}{M_i} \times \Delta h_i$$

$\Delta \sigma_y$ = incremento di pressione, dovuta al carico applicato, in direzione orizzontale;

$\Delta\sigma_x$ = incremento di pressione, dovuta al carico applicato, in direzione orizzontale;

$\Delta\sigma_z$ = incremento di pressione, dovuta al carico applicato, in direzione verticale;

M_i = modulo edometrico;

Δh_i = spessore della esima suddivisione considerata.

Sommando i cedimenti totali per ogni i-esima suddivisione del sottosuolo è stato possibile valutare il comportamento della struttura in elevazione durante la fase di esercizio.

	Min	Max
cedimenti	0.4 cm	0.5 cm

In merito alla valutazione dei cedimenti differenziali e del rapporto di inflessione, inteso come il rapporto tra il cedimento differenziale/distanza di interasse, ΔL , si è considerato il valore di abbassamento in corrispondenza della verticale di indagine, per lo spessore di terreni nel quale la pressione residua è risultata superiore al 10% del carico geostatico, in funzione dell'effetto sommatoria dei bulbi di pressione, poiché al di sotto di tale valore le tensioni indotte dalle fondazioni che contribuiscono al cedimento sono praticamente trascurabili rispetto a quelle determinate dai terreni in sito. Sulla base del cedimento assoluto si è determinato il cedimento differenziale massimo $\Delta h = 0.1$ cm.

I cedimenti, soprattutto differenziali, calcolati per le $P_{\text{prog-eser}}$ ipotizzate, potranno essere utilizzati per le verifiche in condizioni di esercizio (SLE), in quanto dovranno risultare compatibili, nelle diverse condizioni di carico, con la funzionalità della struttura in elevato e con la durabilità e l'esercizio dell'opera.

13 CONCLUSIONI

Di seguito vengono richiamati le principali caratteristiche geologiche riscontrate in sito:

- Il livello statico della falda freatica è stato intercettato alla profondità di 3 m da p.c..
- Per la natura dei terreni individuati, per la collocazione geografica del sito e a seguito dell'elaborazione delle indagini effettuate i principali parametri sismici risultano i seguenti:

Zona: 3 (da OPCM 3519/06) **A_{max}** di picco al suolo più conservativa: **0,147 g** (valore più cautelativo da risposta sismica locale) **Categoria suolo: B.**

- Per un sisma con $M=6,0$, accelerazione pari a $0,123g$ e livello della piezometrica è di 3 m da p.c. il potenziale di liquefazione massimo risulta pari a **IL = 1.3**, associando il sito a rischio basso.

Bigarello, Luglio 2017

IL TECNICO

Dott. Geol. Rosario Spagnolo

ALLEGATI

PROVA SCPT

Profondità (m)	Nr. Colpi	Nr. Colpi Rivestimento	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm²)	Res. dinamica (Kg/cm²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm²)
0,30	2	0	0,853	20,51	29,73	1,83	1,49
0,60	9	0	0,847	25,62	30,24	1,28	1,51
0,90	10	0	0,842	21,81	27,80	1,39	6,69
1,20	15	0	0,846	23,23	27,85	1,36	6,69
1,50	15	0	0,781	22,26	24,62	1,31	5,23
1,80	33	0	0,676	168,74	249,50	8,44	12,48
2,10	45	0	0,622	197,08	317,03	9,85	15,85
2,40	24	0	0,717	121,26	169,09	6,06	8,45
2,70	36	0	0,663	168,11	253,63	8,41	12,68
3,00	41	0	0,609	175,82	288,85	8,79	14,44
3,30	35	0	0,655	161,44	246,58	8,07	12,33
3,60	31	0	0,651	133,08	204,46	6,65	10,22
3,90	37	0	0,647	157,94	244,04	7,90	12,20
4,20	29	0	0,694	132,68	191,27	6,63	9,56
4,50	32	0	0,640	135,15	211,06	6,76	10,55
4,80	38	0	0,637	159,68	250,63	7,98	12,53
5,10	100	0	0,584	362,08	619,99	18,10	31,00

Prof. Strato (m)	NPDM	Rd (Kg/cm²)	Tipo	Clay Fraction (%)	Peso unità di volume (t/m³)	Peso unità di volume saturo (t/m³)	Tensione efficace (Kg/cm²)	Coeff. di correlaz. con Nspt	Nspt	Descrizione
0,3	11	89,73	Incoerente	0	1,9	1,95	0,03	1,43	15,7	riporto
0,9	4,5	34,02	Incoerente	0	1,6	1,9	0,11	1,43	6,42	terreno vegetale
5,1	37,86	258,33	Incoerente	0	2,25	2,5	0,63	1,43	54,03	ghiaia e sabbia

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA SCPT 1

TERRENI INCOERENTI I

Densità relativa

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

Angolo di resistenza al taglio

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

Modulo di Young

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

Modulo Edometrico

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

Classificazione AGI

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

Peso unità di volume

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

Peso unità di volume saturo

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

Modulo di Poisson

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

Modulo di deformazione a taglio dinamico

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

Velocità onde di taglio

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

Coefficiente spinta a Riposo K0=SigmaH/P0

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	K0
Strato (1) riporto	15,7	0,00-0,30	15,7	Navfac 1971-1982	3,26
Strato (2) terreno vegetale	6,42	0,30-0,90	6,42	Navfac 1971-1982	1,31
Strato (3) ghiaia e sabbia	54,03	0,90-5,10	54,03	Navfac 1971-1982	8,79

Qc (Resistenza punta Penetrometro Statico)

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