
Comune ALESSANDRIA

Provincia ALESSANDRIA

Committente LIDL Italia S.r.l.

Oggetto **Progetto di ammodernamento della filiale
“LIDL” in Comune di Alessandria, Corso Acqui:
definizione della risposta geotecnica dei terreni di
fondazione e dell’azione sismica di progetto.**

Data 25 novembre 2013

dott. Marco Daguati
GEOLOGO

*via A. Diaz, 22 – 26845 Codogno (Lo)
tel e fax 0377.433021 – portatile 335.6785021
e-mail: marco.daguati@geolambda.it*

PREMESSA

In seno al progetto di ammodernamento del proprio punto vendita in Comune di Alessandria (Corso Acqui), "LIDL ITALIA S.r.l." ha affidato allo scrivente l'incarico di valutare la risposta geotecnica dei terreni di fondazione alle strutture in progetto ai sensi del D.M. 14.01.2008 e s.m.i..

Lo studio si è avvalso del modello geotecnico ricostruito dal dott. A. Trivioli (marzo 2003) attraverso una serie di prove penetrometriche (reso disponibile da Lidl Italia S.r.l.), al quale si rimanda per ogni dettaglio esecutivo e per un inquadramento geologico generale.

Si precisa che i risultati delle prove penetrometriche non sono stati nuovamente rielaborati nel corso del presente studio: il modello geotecnico utilizzato per la definizione della risposta geotecnica, pertanto, è quello definito nello studio sopra citato, debitamente sottoscritto da professionista abilitato.

A completamento dello studio, infine, è stata eseguita anche specifica indagine geofisica per valutare le caratteristiche dell'area in ottica sismica.

MODELLO GEOLOGICO-TECNICO DI RIFERIMENTO

Come innanzi premesso, il profilo stratigrafico utilizzato (e non rielaborato dallo scrivente) è quello ricostruito nello studio citato del dott. A. Trivioli (2003) così riassumibile:

STRATIGRAFIA	
Profondità (m)	Litologia predominante
0,0÷0,6	Terreno vegetale (ex suolo agricolo).
0,6÷2,0	Alternanze di limi argillosi e argille limose, da moderatamente consistenti a consistenti, in strati decimetrici; presenti sporadici sottili livelli di argille organiche.
2,0÷5,0	Alternanze di limi argillosi e argille limose moderatamente consistenti in strati decimetrici; presenti sporadici sottili livelli di argille organiche.
5,0÷8,0	Alternanze di limi argillosi e argille limose consistenti in strati decimetrici; presenti sporadici sottili livelli di argille organiche.
Soggiacenza minima falda: 3,0 m dal p.c.	

Profilo stratigrafico caratteristico (Trivioli, 2003)

Il numero di colpi necessari all'avanzamento della punta conica nelle prove eseguite (prove penetrometriche dinamiche continue) è il seguente:

PROFONDITA' (m)	LITOLOGIA PREVALENTE	N _{p20 medio}
0,0÷0,6	Terreno vegetale	1 - 2
0,6÷2,0	Limi e argille	4 - 6
2,0÷5,0	Limi e argille	2 - 4
5,0÷8,0	Limi e argille	> 10

Profilo penetrometrico (Trivioli, 2003)

I primi 0.6 m di profondità sono relativi al terreno vegetale originario, presente alla data di esecuzione delle prove e successivamente asportato per la formazione del piazzale. Ai depositi naturali (coesivi o semi-coesivi) sono stati genericamente associate (Trivioli, 2003) le seguenti caratteristiche:

Profondità (m)	Litologia Prevalente	Comportamento Geomeccanico	Cu (Kg/cm ²)	C' (Kg/cm ²)	φ (°)	E (MPa)	γ (T/m ³)	K (m/s)	μ
0,6÷2,0	Limi e argille	Semicoesivo	0,60÷0,70	0,15÷0,20	18÷20	20÷25	1,90	10 ⁻⁸	0,25÷0,35
2,0÷5,0	Limi e argille	Semicoesivo	0,50÷0,60	0,10÷0,15	16÷18	17,5÷20	1,90	10 ⁻⁷	0,25÷0,35
5,0÷8,0	Limi e argille	Semicoesivo	0,70÷0,80	0,20÷0,25	20÷25	25÷30	1,95	10 ⁻⁸	0,25÷0,35

A completamento delle informazioni ed al fine di una verifica macroscopica dei terreni di fondazione, sulla verticale del previsto corpo di fabbrica sono stati eseguiti due pozzetti esplorativi; questi i profili osservati:

T1:					
<i>profondità (m. da p.c.)</i>				<i>Classificazione USCS</i>	<i>Natura dei terreni</i>
Da	0.00	a	0.10		Autobloccante
Da	0.10	a	0.15		Ghiaietto
Da	0.15	a	0.50		Riporto costituito da sabbia da fine a media e ghiaia con ciottoli da centimetrici a decimetrici
Da	0.50	a	0.70		Riporto costituito da sabbia da fine a media e ghiaia con ciottoli da centimetrici a decimetrici con frammenti di laterizio
Da	0.70	a	0.90	ML	Limo argilloso molto consistente poco plastico di colore grigio
Da	0.90	a	1.70	ML	Limo argilloso molto consistente poco plastico di colore nocciola
<i>falda: assente</i>					

T2:					
<i>profondità (m. da p.c.)</i>				<i>Classificazione USCS</i>	<i>Natura dei terreni</i>
Da	0.00	a	0.10		Autobloccante
Da	0.10	a	0.15		Ghiaietto
Da	0.15	a	0.50		Riporto costituito da sabbia da fine a media e ghiaia con ciottoli da centimetrici a decimetrici
Da	0.50	a	0.70		Riporto costituito da sabbia da fine a media e ghiaia con ciottoli da centimetrici a decimetrici con frammenti di laterizio
Da	0.70	a	0.90	ML	Limo argilloso molto consistente poco plastico di colore grigio
Da	0.90	a	1.70	ML	Limo argilloso molto consistente poco plastico di colore nocciola
<i>falda: assente</i>					



foto: 1 ubicazione trincea T1



foto 2: particolare trincea T1



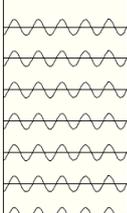
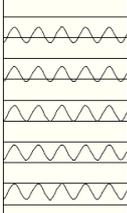
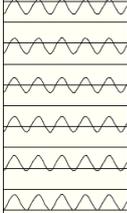
foto 3: ubicazione sondaggio T2



foto 4: particolare trincea T2

Il profilo geotecnico utilizzato per l'elaborazione della risposta geotecnica è riassunto nel seguente profilo; i valori dei moduli di deformazione sono stati cautelativamente ridotti rispetto a quelli previsti dal dott. Trivioli nel 2003, utilizzando delle grandezze più adeguate per il tipo di terreni di substrato.

LIDL ITALIA S.r.l.
Comune di Alessandria, Corso Acqui

N.1	dott. geol. Marco Daguati v. A. Diaz, 22 - 26845 Codogno (LO) tel. e fax. 0377.433021 - e-mail: marco.daguati@geolambda.it	Committente: Località: Data:				
Falda (m):3,0		Note:				
Tipologia fondazione:nastriforme						
Legenda: Phi(°)=angolo d'attrito - C(kg/cmq)=coesione - E(kg/cmq)=modulo di deformazione Pv(kg/mc)=peso di volume naturale						
H(m)		Descrizione	Phi (°)	C (kg/cmq)	E (kg/cmq)	Pv (kg/mc)
0,0	0,0	 Terreno di riporto	15	0,0	15,0	1650,0
1,0	0,7	 Limo argilloso	0	0,6	50,0	1900,0
2,0	2,0	 Argilla e limo	0	0,5	40,0	1466,7
3,0	3,0	 Limo e argilla consistenti	0	0,1	60,0	1300,0
4,0	4,0					
5,0	5,0					
6,0	6,0					
7,0	7,0					
8,0	8,0					

VALUTAZIONE DEGLI STATI LIMITI ULTIMI (SLU) E DI ESERCIZIO (SLE) GEOTECNICO: STIMA DELLA CAPACITA' PORTANTE E DEI CEDIMENTI DEI TERRENI DI FONDAZIONE

Le recenti disposizioni in materia di Norme Tecniche per le Costruzioni rendono obbligatorio il metodo di calcolo agli stati limite (D.M. 14.01.2008), fatta eccezione per le costruzioni di tipo 1 e 2 e Classe d'uso I e II, limitatamente a siti ricadenti in Zona 4 (cap. 2.7 del D.M. citato). Considerato quindi l'azzonamento sismico del Comune di Alessandria (zona sismica 3), nel corso della verifica di cui al presente studio si è proceduto a calcolare la capacità portante in condizioni di SLU (stato limite ultimo) secondo la procedura del D.M. 14.01.2008 (capitolo 6). Per stato limite s'intende una particolare condizione raggiunta la quale l'opera non è più in grado di svolgere la funzione per cui è stata progettata. Si parla di **stato limite ultimo** (SLU) nel caso si prenda in considerazione il verificarsi di una situazione di collasso, per esempio quando il carico applicato supera la portanza del terreno di fondazione. Il termine **stato limite di esercizio** viene invece usato nel caso si esamini una situazione in cui, pur non avendosi il collasso, l'opera subisce lesioni tali da risultare inutilizzabile.

Sulla base del modello geotecnico innanzi definito e rappresentato nel precedente profilo verticale, si è proceduto ad una verifica della risposta dei terreni ipotizzando una struttura di fondazione nastriforme, approfondita entro l'unità A (evitando qualsiasi interazione con il riporto superficiale di incerte caratteristiche geotecniche) e un incastro (D) minimo pari ad almeno 1.0 m.

IPOTESI FONDAZIONALE

Tipologia di fondazione = FONDAZIONE NASTRIFORME

Terreno di fondazione = Unità A, evitando interazioni con i riporti più superficiali

Incastro minimo (D) nei terreni = 1.0 m

Sarà compito della D.L. verificare che le fondazioni superino in profondità qualsiasi orizzonte di alterazione/riporto superficiale indipendentemente dal loro spessore. Qualora la profondità risultasse eccessiva, potrà essere eseguita specifica azione di bonifica geotecnica, volta rimuovere gli orizzonti indesiderati e riportare materiali di adeguate caratteristiche fino alla quota di posa delle fondazioni

Per la valutazione del carico limite, si è fatto ricorso all'espressione trinomia di Terzaghi (programma di calcolo QSBWin), successivamente controllata con altri metodi (Meyerhof, Brinch-Hansen):

$$q_d = cN_c s_c + \gamma_1 D N_q + 0.5 \gamma_2 B N_\gamma s_\gamma$$

dove

$\gamma_{1,2}$ = peso di volume medio rispettivamente sopra e sotto il piano di posa

c = coesione del terreno

D = profondità di posa della fondazione

B = larghezza della fondazione (dimensione del lato corto)

N_c , N_q , N_γ = coefficienti adimensionali legati rispettivamente al contributo del terreno coesivo, al terreno posto sopra al piano di posa della fondazione ed agli strati di coesione nulla

s_c , s_γ = fattori adimensionali legati alla forma della fondazione

STATI LIMITI ULTIMI (SLU) GEOTECNICI: VALUTAZIONE DELLA CAPACITA' PORTANTE

Le verifiche di sicurezza nei confronti degli stati limite ultimi sono state condotte utilizzando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I. del citato D.M. 14.01.2008.

Le verifiche allo SLU sono avvenute seguendo l'**APPROCCIO 1**, costituito da due combinazioni così articolate:

Combinazione 1 (A1+M1+R1), in cui sono invariati i parametri geotecnici (M) e la resistenza (R);

Combinazione 2 (A2+M2+R2), in cui sono ridotti i parametri geotecnici (M) e la resistenza (R).

Approccio 1 – Combinazione 1 (A1+M1+R1)
coefficienti parziali applicati: $\gamma_\gamma = 1$; $\gamma_c = 1$; $\gamma_\phi = 1$

La resistenza R del sistema geotecnico ponendo $R_d = q_{lim} \cdot (B \cdot L) / \gamma_R$ (Tabella 6.4.1 colonna R1) è:

FONDAZIONE NASTRIFORME						
B [cm]	L [cm]	q_{lim} [kg*cm ⁻²]	q_{lim} [kPa]	γ_R	Rd [kg*10 ³]/ml	Rd [kN]/ml
100	100	3,25	318,72	1	32,50	318,72

Approccio 1 – Combinazione 2 (A2+M2+R2)
coefficienti parziali applicati: $\gamma_\gamma = 1$; $\gamma_c = 1.25$; $\gamma_\phi = 1.25$; $\gamma_{cu} = 1.4$

La resistenza R del sistema geotecnico ponendo $R_d = q_{lim} \cdot (B \cdot L) / \gamma_R$ diviene:

FONDAZIONE NASTRIFORME								
B [cm]	L [cm]	q_{lim} [kg*cm ⁻²]	q_{lim} [kPa]	γ_R	q_{lim} / γ_R [kg*cm ⁻²]	q_{lim} / γ_R [kPa]	Rd [kg*10 ³]/ml	Rd [kN]/ml
100	100	2,20	215,75	1,8	1,22	119,86	12,22	119,86

Secondo normativa si raggiunge un adeguato grado di sicurezza quando risulta verificata la relazione:

$$R_d / E_d \geq 1$$

I valori di progetto delle azioni (E_d) andranno calcolati utilizzando gli opportuni coefficienti parziali γ_G (carichi permanenti) e γ_Q (carichi variabili) da applicare, in funzione della combinazione 1 e 2, ai carichi trasmessi dalla sovrastruttura alla fondazione.

STATI LIMITI D'ESERCIZIO (SLE) GEOTECNICI: VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI

In fase di verifica, dopo aver determinato la distribuzione delle tensioni (Metodo di Newmark) prodotte da un'azione (E_d) pari alla resistenza del terreno (R_d) calcolata con l'approccio 1-combinazione 2 sono stati stimati i cedimenti assoluti ricorrendo alla "Teoria dell'elasticità" (o Metodo semplificato di Terzaghi, 1943) (programma di calcolo QSBWin), la cui compatibilità

con l'opera in elevazione andrà verificata in fase di progettazione strutturale. I risultati sono riassunti nella seguente tabella:

FONDAZIONE NASTRIFORME				
B [cm]	L [cm]	Ed [kg*10 ³]/ml	Ed [kN]/ml	Cedimento S (mm)
100	100	12,22	119,86	35-40

Dai risultati si evince come l'azione calcolata con l'approccio 1, combinazione 2 risulti chiaramente insidiosa secondo i criteri più classici della geotecnica tradizionale, la quale stabilisce in 2.5-3.0 cm la soglia di criticità. Si suggerisce quindi di ridurre le azioni sui terreni di fondazione al fine di contenere i carichi entro valori più accettabili.

Pur rammentando come i cedimenti siano funzione anche della geometria della fondazione, mantenendo invariata l'impronta della fondazione, la seguente tabella illustra i cedimenti diminuendo l'azione (Ed) al piede della fondazione.

B [cm]	L [cm]	Ed [kg*10 ³]/ml	Ed [kN]/ml	Cedimento S (mm)
100	100	10,00	98,07	30-35
100	100	9,00	88,26	25-30
100	100	8,00	78,45	22-25
100	100	7,00	68,65	20-22

Va tuttavia ricordato come per la determinazione degli SLE geotecnici sia necessaria una interazione tra valutazioni geotecniche ed esigenze strutturali/progettuali: i cedimenti, infatti, sono funzione sia della geometria della fondazione che dei carichi applicati (azioni progettuali) mentre la massima deformazione accettabile dalla sovrastruttura non può che essere definita nel progetto strutturale.

Le informazioni sui cedimenti, pertanto, non sono da considerarsi una valutazione definitiva sugli SLE geotecnici, bensì un primo approccio indispensabile per la loro determinazione.

SUGGERIMENTI PROGETTUALI

Sulla scorta di quanto sopra definito, in fase progettuale ed esecutiva sarà necessario rammentare quanto segue:

1. La portanza di un terreno e conseguentemente la sua resistenza, sia essa calcolata alle tensioni ammissibili o agli stati limite, è funzione diretta oltre che delle caratteristiche geotecniche anche della geometria della fondazione; qualora venissero significativamente variate le caratteristiche geometriche rispetto a quelle ipotizzate, pertanto, sarà necessario verificare nuovamente la risposta geotecnica.
2. Per quanto concerne gli stati limite d'esercizio, questi consentiranno di definire forma, dimensioni e rigidezza della struttura di fondazione nel rispetto delle esigenze progettuali dell'opera. Come per la portanza, anche l'entità dei cedimenti calcolata nei paragrafi precedenti deve intendersi come una stima di primo riferimento per la definizione dello stato limite di esercizio (ai sensi del vigente D.M. 14.01.2008), da rivedersi in funzione della compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione.
3. Poichè l'intervento prevede la realizzazione di una nuova opera in adiacenza a quella esistente, si suggerisce di non collegare rigidamente le due strutture al fine evitare l'insorgere di lesioni imputabili a comportamenti differenziali dipendenti sia dalle deformazioni del terreno (cedimenti) che dalla diversa risposta alle sollecitazioni sismiche.

STUDIO SISMICO

I capitoli seguenti illustrano i risultati dello studio sugli aspetti sismici dell'area della filiale di LIDL Italia S.r.l situata lungo Corso Acqui nel Comune di Alessandria (AL).

In particolare l'obiettivo è quello di definire la categoria di sottosuolo al fine di determinare le caratteristiche geologiche proprie del sito in grado di modificare il moto sismico in superficie (modifiche della pericolosità sismica di base).

La categoria di sottosuolo, infatti, consente di determinare gli spettri di risposta elastici che permettono una corretta progettazione strutturale in relazione alle condizioni sito-specifiche, garantendo un adeguato livello di protezione antisismica delle costruzioni (O.P.C.M. 3274 e s.m.i; D.M. 14.01.2008).

In *figura 1* si riporta l'ubicazione della prospezione MASW effettuata.

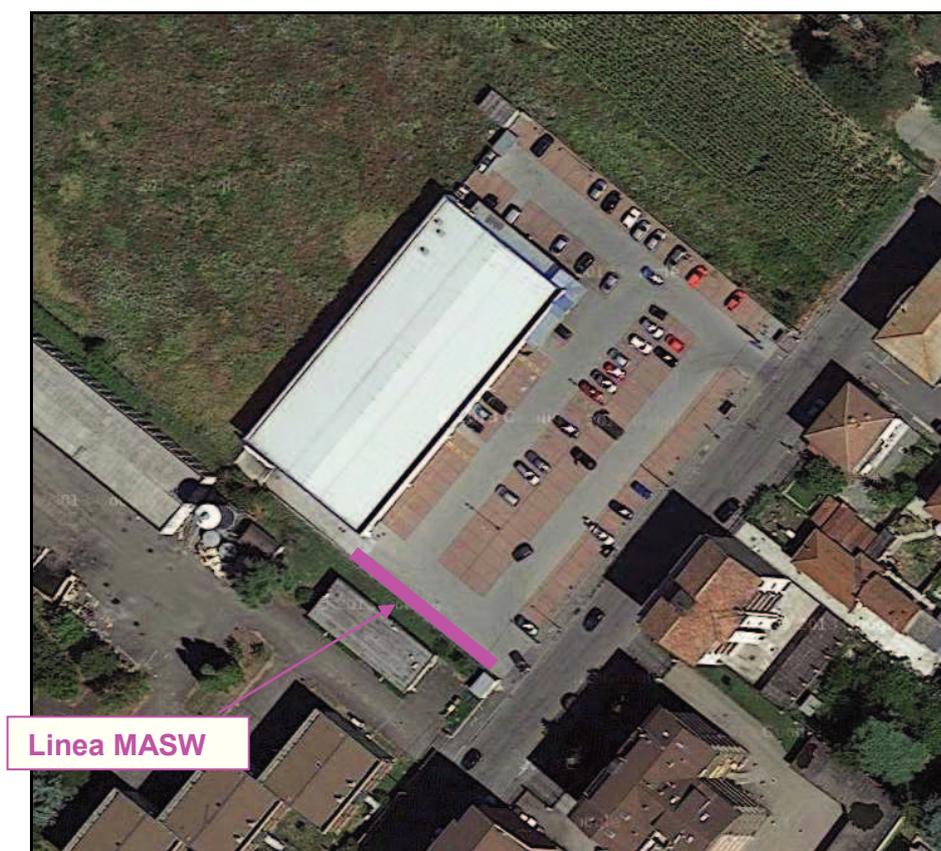


Figura 1: ubicazione della prova MASW effettuata (immagine tratta da Google Map).

INDAGINE GEOFISICA MASW: DESCRIZIONE DEL METODO E DELLA STRUMENTAZIONE UTILIZZATA

La prova MASW, messa a punto nel 1999 da ricercatori del *Kansas Geological Survey* (Park C.B. et al., 1999) permette di determinare in modo dettagliato l'andamento della velocità delle onde sismiche di taglio (o onde S) in funzione della profondità attraverso lo studio della propagazione delle onde superficiali di Rayleigh.

Il metodo di indagine MASW si distingue in "attivo" e "passivo" (Zywicki D.J., 1999; Park C.B., Miller R.D., 2006; Roma V., 2006):

1) Nel "**metodo attivo**" le onde superficiali sono prodotte da una sorgente impulsiva disposta a piano campagna e vengono registrate da uno stendimento lineare composto da numerosi ricevitori posti a breve distanza (distanza intergeofonica).

2) Nel "**metodo passivo**" lo stendimento presenta le stesse caratteristiche geometriche del metodo attivo ma i ricevitori non registrano le onde superficiali prodotte da una sorgente impulsiva, bensì il rumore di fondo (detto anche "microtremori") prodotto da sorgenti naturali (vento) e antropiche (traffico, attività industriali).

Le due tecniche indagano bande spettrali differenti: mentre il metodo attivo consente di ottenere una curva di dispersione nel range di frequenza compreso tra 10 e 40 Hz e fornisce informazioni sulla parte più superficiale di sottosuolo (fino a circa 20-30 m di profondità in funzione della rigidità del suolo), il metodo passivo consente di determinare una curva di dispersione nella banda di frequenza tra 4 e 20 Hz e fornisce informazioni sugli strati più profondi (generalmente al di sotto dei 30 m).

La combinazione delle due tecniche consente di ottenere uno spettro completo nella banda di frequenza comprese tra 4 e 40 Hz e permette una dettagliata ricostruzione dell'andamento della velocità delle onde di taglio fino a circa 30-40 m di profondità (sempre in funzione della rigidità degli strati).

L'analisi delle onde superficiali è stata eseguita utilizzando la strumentazione classica per la prospezione sismica a rifrazione disposta sul terreno secondo un array lineare da 24 geofoni con spaziatura pari a 1.0 m (la configurazione geometrica adottata è stata dettata sia dalle condizioni logistiche che dalla necessità di ricostruire al meglio lo spettro di velocità delle onde superficiali di Rayleigh).

Per ottenere una buona risoluzione in termini di frequenza, oltre ad utilizzare geofoni da 4.5 Hz, è stato utilizzato un sismografo a 24 bit.

Nell'esecuzione della prova MASW attiva è stato utilizzato come sistema di energizzazione una mazza di 8 Kg battente su piattello metallico. Per aumentare il rapporto segnale/rumore si è proceduto alla somma di più energizzazioni (processo di *stacking*).

La sorgente è stata posta ad una distanza compresa tra 4 e 8 m dal primo geofono effettuando più energizzazioni in punti differenti (*“Optimum Field Parameters of an MASW Survey”*, Park C.B. et al., 2005; Dal Moro G., 2008; Dal Moro G., 2012).

Terminata l'indagine attiva, con la stessa configurazione geometrica si è passati alla registrazione dei microtrempi (MASW passiva) acquisendo in totale 10-12 registrazioni di rumore, ciascuna della lunghezza di 30 s.

Di seguito si riassumono le principali caratteristiche della strumentazione utilizzata ed i criteri di acquisizione della prova MASW attiva e passiva:

n°	Strumentazione	Caratteristiche
1	Unità di acquisizione	sismografo GEOMETRICS “GEODE” a 24 bit
24	Geofoni verticali	“Geospace” con $f_0= 4.5$ Hz
1	Cavi sismici	L = 60 m
1	Sorgente	Mazza battente su piattello metallico

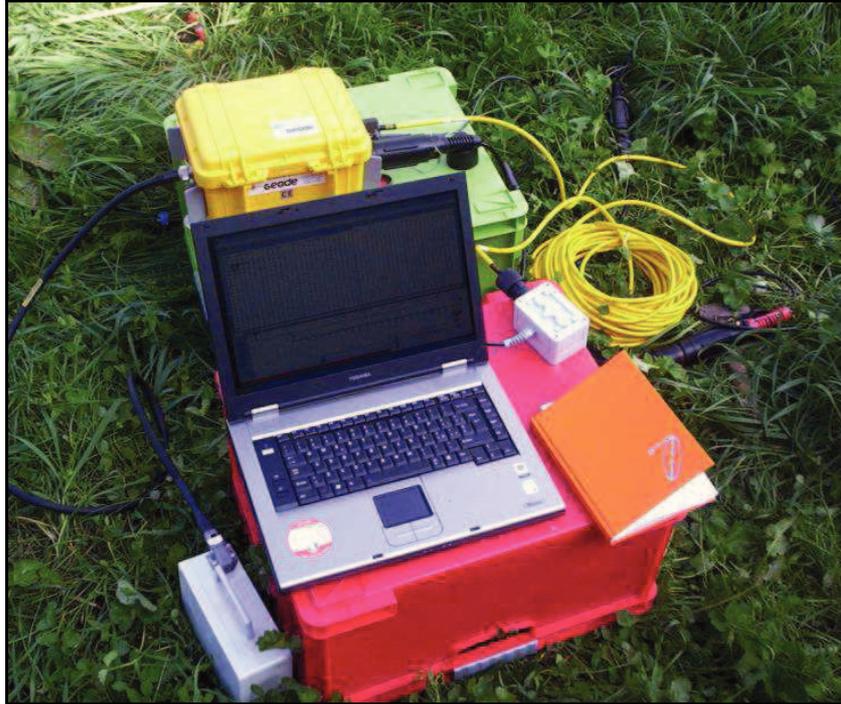


Figura 2: *Strumentazione utilizzata per la prova MASW.*

Riassunto modalità esecutive della prova MASW ATTIVA	
<i>Spaziatura tra i geofoni</i>	<i>1.0 m</i>
<i>Distanza sorgente 1° geofono</i>	<i>4-8 m</i>
<i>Tempo di campionamento</i>	<i>1.0 ms</i>
<i>Tempo di registrazione</i>	<i>2.0 s</i>

Riassunto modalità esecutive della prova MASW PASSIVA	
<i>Spaziatura tra i geofoni</i>	<i>1.0 m</i>
<i>Tempo di campionamento</i>	<i>4.0 ms</i>
<i>Tempo di registrazione</i>	<i>30.0 s</i>
<i>Numero di registrazioni</i>	<i>10</i>



Figura 3: Vista dello stendimento MASW.

ELABORAZIONE DATI

I dati sperimentali, acquisiti in formato SEG-2, sono stati trasferiti su PC e convertiti in un formato compatibile (KGS format file) per l'interpretazione attraverso l'utilizzo di uno specifico programma di elaborazione (**SurfSeis 3.45** della Kansas University, Park C. B., 2006-2013).

Tale programma permette di elaborare i dati acquisiti sia con il metodo attivo che con quello passivo.

L'analisi consiste nella trasformazione dei segnali registrati in uno spettro bidimensionale “*phase velocity-frequency (c-f)*” che analizza l'energia di propagazione delle onde superficiali lungo la linea sismica.

Gli spettri bidimensionali ottenuti dalle registrazioni con il metodo attivo e con quello passivo, elaborati in fasi separate, vengono successivamente combinati in modo da ottenere uno spettro unico.

In questo grafico è possibile distinguere il “modo fondamentale” delle onde di superficie, in quanto le onde di Rayleigh presentano un carattere marcatamente dispersivo che le differenzia da altri tipi di onde (onde riflesse, onde rifratte, onde multiple).

Inoltre, la combinazione dei due metodi MASW consente di individuare il “modo fondamentale” delle onde di superficie nel campo di frequenze compreso tra i 4 e i 40 Hz e di ottenere informazioni sia “superficiali” che “profonde”.

Sullo spettro di frequenza viene eseguito un “picking” attribuendo ad un certo numero di punti una o più velocità di fase per un determinato numero di frequenze (vedi la curva di dispersione riportata in allegato).

Tali valori vengono successivamente riportati su un diagramma periodo-velocità di fase per l'analisi della curva di dispersione e l'ottimizzazione di un modello interpretativo.

Variando la geometria del modello di partenza ed i valori di velocità delle onde S si modifica automaticamente la curva calcolata di dispersione fino a conseguire un buon “fitting” con i valori sperimentali.

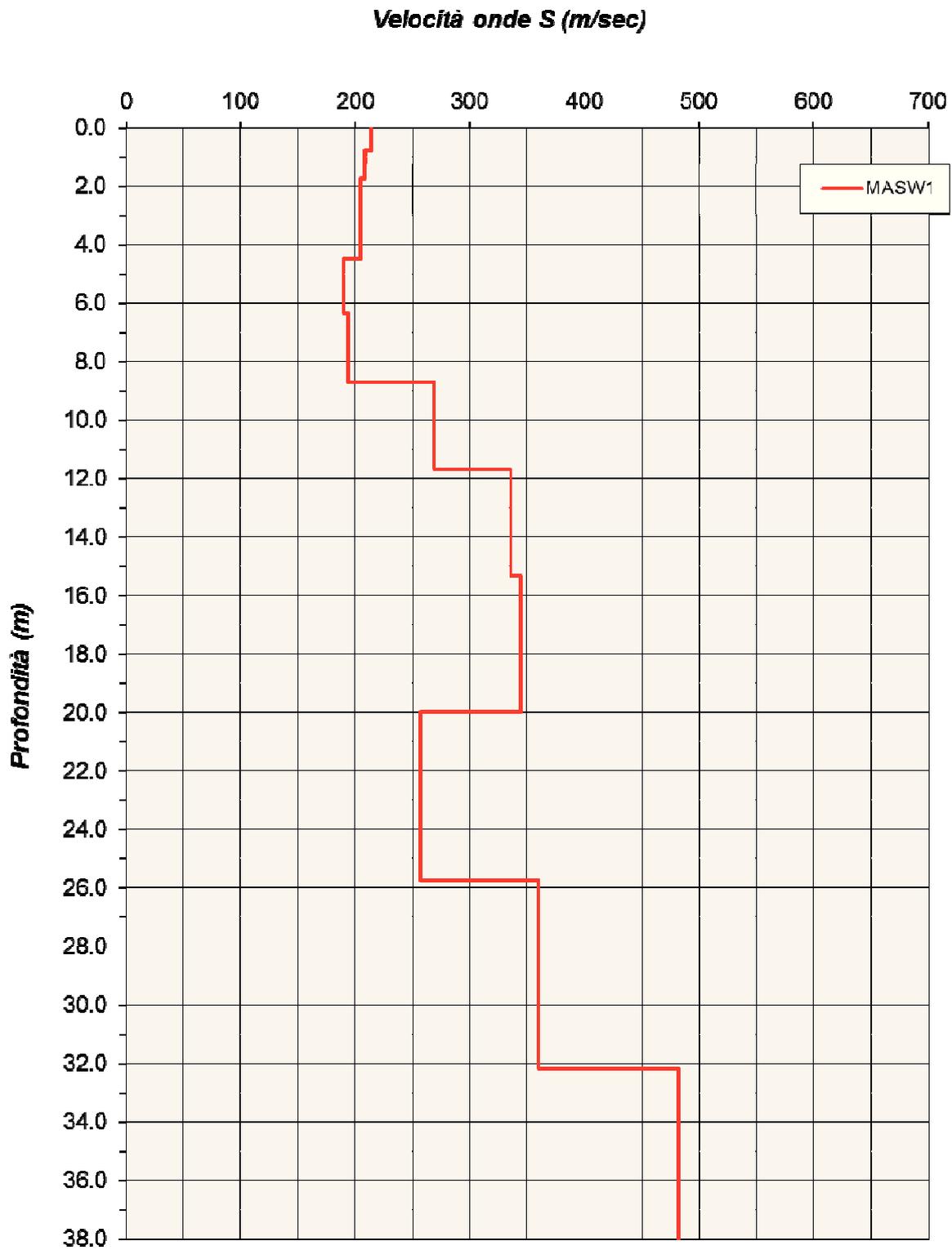
L'analisi dello spettro bidimensionale c-f consente in questo modo di ricostruire un modello sismico monodimensionale del sottosuolo, il quale risulta costituito dall'andamento della velocità delle onde di taglio Vs in funzione della profondità.

Dall'inversione delle curve di dispersione (relative al "modo fondamentale" delle onde superficiali di Rayleigh) si ottiene il seguente modello medio di velocità delle onde sismiche di taglio con la profondità, rappresentativo dell'area investigata:

MASW 1			
Strato	Spessore [m]	Vs [m/s]	Profondità
1	0.77	213.71	0.77
2	0.97	208.22	1.74
3	1.21	205.54	2.95
4	1.51	204.90	4.46
5	1.89	189.90	6.35
6	2.36	193.91	8.71
7	2.95	268.33	11.67
8	3.69	335.52	15.36
9	4.61	344.02	19.97
10	5.77	257.53	25.74
11	6.43	359.54	32.17
12	6.04	482.14	38.21

Tabella 1: modello sismico monodimensionale.

Shear-Wave Velocity Profile from Surface waves inversion



CALCOLO DELLE $V_{s,30}$ E DEFINIZIONE DELLA CATEGORIA DI SOTTOSUOLO

A partire dal modello sismico monodimensionale riportato nel capitolo precedente è stato possibile calcolare il valore delle $V_{s,30}$, che rappresenta la “velocità equivalente” di propagazione entro 30 m di profondità delle onde di taglio.

Per il calcolo delle $V_{s,30}$ si fa riferimento alla seguente espressione, riportata nel D.M. 14.01.2008 (“*Norme tecniche per le costruzioni*”):

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

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

Utilizzando la formula sopra riportata si ottiene il seguenti valore:

- quota = p.c. $V_{s,30} = 264.7$ m/s
- quota = -1.5 m da p.c. $V_{s,30} = 271.8$ m/s

a cui corrisponde, per entrambe le quote, la **categoria di sottosuolo di tipo C** (si veda la tabella seguente).

Categoria	Descrizione	Parametri		
		$V_{s,30}$ (m/s)	$N_{SPT,30}$	$C_{u,30}$ (kPa)
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi,</i> caratterizzati da valori di V_{s30} superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m	> 800	-	-

B	<u>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</u> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità	360-800	>50	>250
C	<u>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</u> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità	180-360	15-50	70-250
D	<u>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</u> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità	<180	<15	<70
E	<u>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</u> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).			
S1	<u>Depositi di terreni caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < c_{u,30} < 20$ kPa)</u> che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fine di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche			
S2	<u>Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipo precedenti</u>			

Tabella 2: categorie di sottosuolo (D.M. 14.01.2008).

DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA SECONDO LA NORMATIVA

Nel presente capitolo si definiscono gli spettri di risposta elastici previsti dalla normativa antisismica (D.M. 14.01.2008). La quantificazione della risposta sismica locale avviene mediante l'utilizzo di categorie di sottosuolo che consentono una stima dell'amplificazione stratigrafica, generata dalle particolari condizioni lito-meccaniche dei terreni che costituiscono l'area in esame.

Nel calcolo dell'azione sismica si è fatto riferimento a quanto contenuto nel D.M. 14.01.2008, in particolare ai capitoli 2 e 3.

Le ipotesi assunte nella definizione degli spettri di risposta elastici in accelerazione risultano:

- **Zona sismica = 3** (vedi figura 4) ;
- Vita nominale della struttura: $V_N = 50$ anni e **Classe d'uso = III**;
- Periodo di riferimento per l'azione sismica $V_R = 75$ anni ($C_U = 1.5$);
- Valori di accelerazione massima orizzontale e dei parametri spettrali per i diversi stati limite (valori interpolati ottenuti dalla media pesata con i 4 punti della griglia di accelerazioni che comprendono il sito in esame [44.895225; 8.593556] così come definito nell'Allegato A e B):

	P_{VR}	T_R	a_g	F_0	T_C^*
		[anni]	[g/10]		[s]
SLO	81%	45	0.226	2.524	0.1862
SLD	63%	75	0.288	2.531	0.2101
SLV	10%	712	0.655	2.563	0.2835
SLC	5%	1462	0.841	2.558	0.2893

- **Categoria di sottosuolo = C**, **categoria topografica = T1** e coefficiente di smorzamento viscoso $\xi = 5\%$; a cui corrispondono i seguenti valori:

	S_S	C_C	S	T_B	T_C	T_D	F_V
				[s]	[s]	[s]	
SLO	1.50	1.83	1.50	0.11	0.34	1.69	0.51
SLD	1.50	1.76	1.50	0.12	0.37	1.72	0.58
SLV	1.50	1.59	1.50	0.15	0.45	1.86	0.89
SLC	1.50	1.58	1.50	0.15	0.46	1.94	1.00

In *figura 4* si riportano gli spettri di risposta elastici previsti dalla normativa antisismica per lo stato limite di salvaguardia della vita SLV e per lo stato limite di prevenzione del collasso SLC (formule riportate nel paragrafo 3.2.3.2.1).

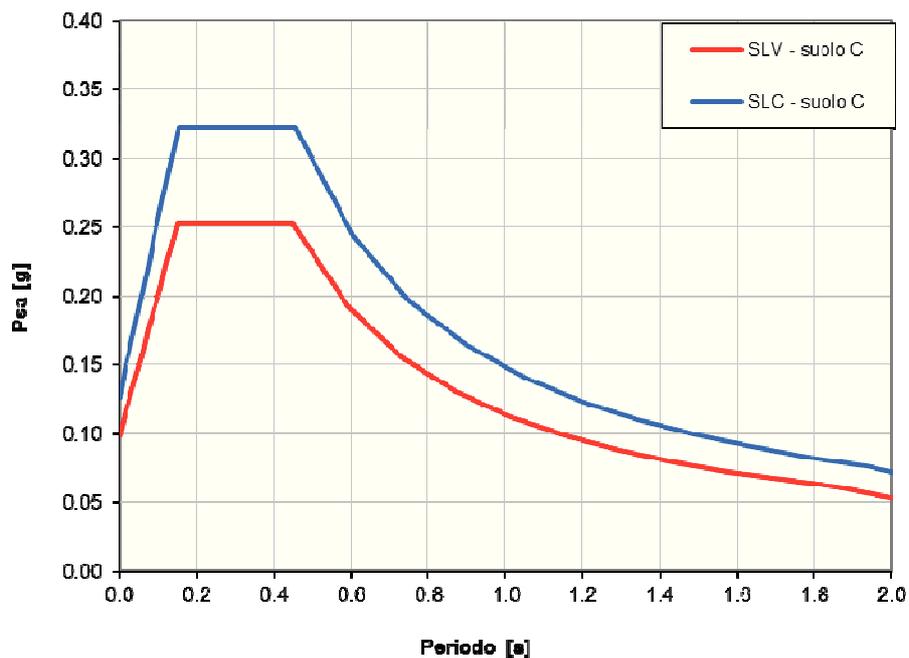


Figura 4: Spettri di risposta previsti dalla normativa antisismica per gli stati limite (SLV e SLC).

LIQUEFAZIONE DEI TERRENI DI FONDAZIONE

La liquefazione di un deposito è il risultato dell'effetto combinato di due principali categorie di fattori: le condizioni del terreno (fattore predisponente) e la sismicità (fattore scatenante). Sebbene un terreno sia potenzialmente liquefacibile sulla base delle sue condizioni geologiche-geotecniche, la liquefazione non avviene se l'azione sismica non raggiunge valori di accelerazione massima a_{\max} superiori a 0.10g (NTC08).

Facendo riferimento al valore di accelerazione di base al sito riferito ad un periodo di ritorno pari a 712 anni (periodo di riferimento per l'azione sismica $V_R = 75$ anni) si ottiene il seguente valore di accelerazione massima di progetto per il calcolo del potenziale di liquefazione ($a_g = 0.065g$; $S_s = 1.5$ – suolo di fondazione tipo C):

$$a_{\max} = (a_g \times S_s) = 0.098g$$

per tale ragione è possibile assumere come nullo il rischio di liquefazione dei terreni di fondazione dell'area in esame.

Codogno, 25.11.2013

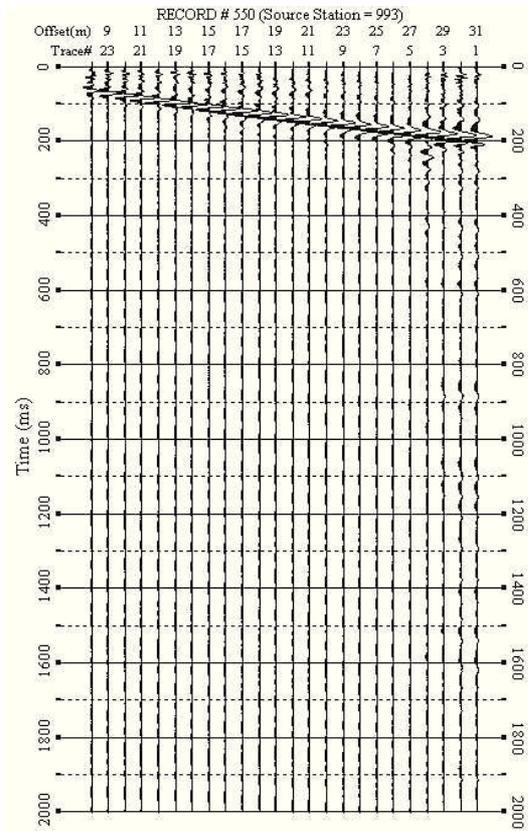
dott. geologo Marco Daguati



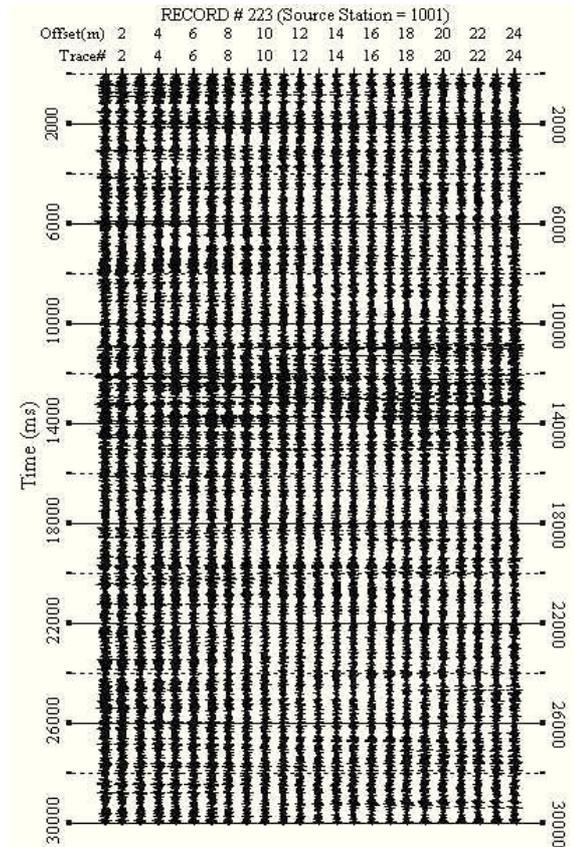
ALLEGATO

MASW

registrazione attiva



registrazione passiva



CURVA DI DISPERSIONE

