

dott. Fabrizio Gola  
G E O L O G O



Regione Emilia Romagna  
Comune di Calderara del Reno  
(BOLOGNA)



## PROGETTO DI COSTRUZIONE NUOVO MAGAZZINO

RELAZIONE GEOLOGICA – GEOTECNICA e  
SISMICA (D.M. 11/03/88 – D.M. 17/01/18)

Chieri, 02/08/2019

i responsabili della consulenza

geol. Fabrizio Gola



geol. Andrea Scalbi



campagna geognostica



In collaborazione con



Ing. Filippo Salis

## 1. PREMESSA

La presente relazione espone i risultati dell'indagine condotta ai sensi del vigente **D.M. 11/03/1988** *"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"* e del **D.M. 17/01/2018** *"Aggiornamento alle Norme Tecniche per le Costruzioni"*.

Lo studio è finalizzato alla caratterizzazione geologica e geotecnica del terreno interessato dal progetto di **"nuovo magazzino"** da realizzarsi nell'area LIPPO EX CAVA di Calderara del Reno (BO).

Nella presente relazione vengono pertanto presi in esame i seguenti aspetti geologici, geotecnici e idrogeologici:

- caratterizzazione geomorfologica, geologica ed idrogeologica dell'area;
- caratterizzazione geotecnica dei terreni;
- individuazione delle problematiche geologico-tecniche connesse alla realizzazione dell'intervento in progetto e verifica delle più idonee soluzioni fondazionali;
- verifica della compatibilità tra l'assetto idrogeologico del territorio e le opere in progetto, con prescrizioni volte a garantire la stabilità dei fronti di scavo e la corretta gestione delle acque superficiali e ipogee;
- verifica della compatibilità dell'intervento con le condizioni di pericolosità geomorfologica;

A tal fin sono state effettuate specifiche indagini geognostiche mirate alla caratterizzazione del sedime di fondazione e alla caratterizzazione sismica dell'area di indagine, consistite in:

- n.9 prove sismiche a rifrazione per la valutazione del sedime fondazionale e degli spessori di riporti dovuti alla presenza dell'ex cava ;
- n.3 indagini sismiche MASW per la determinazione della categoria di suolo sismico (VSeq)
- n.5 prove penetrometriche DPSH dinamiche continue con penetrometro PAGANI con massa battente da 73kg
- n.5 trincee esplorative mediante pala meccanica

Di seguito si riporta l'ubicazione della campagna di indagine.



sismiche a rifrazione

MASW

Ubicazione campagna geognostica

## 2. STORICO DELL'AREA E OPERE IN PROGETTO

### 2.1 Storico dell'area

Il lotto in esame si colloca ai margini di un'area di cava di inerti, comprendente un lago di cava posto subito a ovest dell'area di studio. Dalla ricostruzione dell'attività della cava emerge come anche il sito di indagine fosse in passato sede di scavi dovuti all'attività estrattiva e come nel tempo siano stato oggetto di riempimenti di varia natura.



Foto aerea 1988



Foto aerea 2000



Foto aerea 2012

### 3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO GENERALE

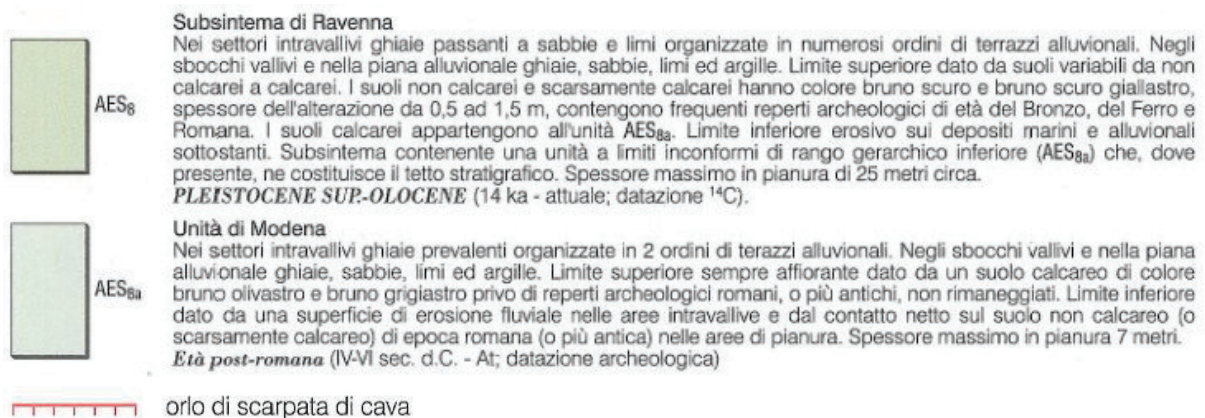
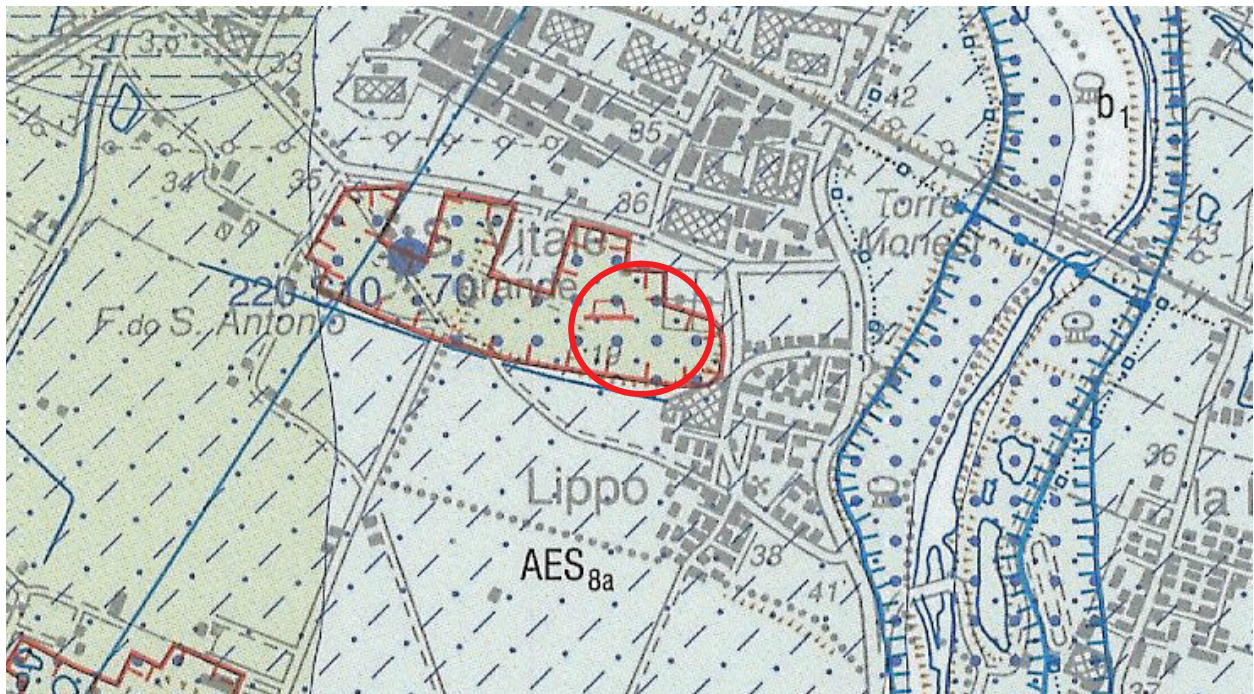
La zona interessata dal presente studio è ubicata poco a NW di Bologna, nel territorio comunale di Calderara del Reno, in un'area pianeggiante di piana alluvionale ad una quota media di circa 30 m s.l.m. Il territorio del comune di Calderara di Reno si posiziona nella parte centro-meridionale della Pianura Padana che costituisce, dal punto di vista geologico, un grande bacino subsidente plio-quadernario di tipo sedimentario.

Il contesto geologico di riferimento è pertanto quello del Bacino Padano che strutturalmente rappresenta un'area di avanfossa che si è originata per la subduzione della microplacca padano-adriatica al di sotto dell'orogene appenninico. L'area in esame si trova al margine esterno del fronte emerso della catena appenninica settentrionale, strutturata nel Miocene superiore-Pliocene inferiore, nella fascia di alta pianura padana dove si rinvencono spessi depositi alluvionali e in cui le deformazioni, sepolte, sono prevalentemente del Pliocene superiore e Quaternario. Si evidenzia quindi nell'intera area di indagine la presenza di 10-20 metri di

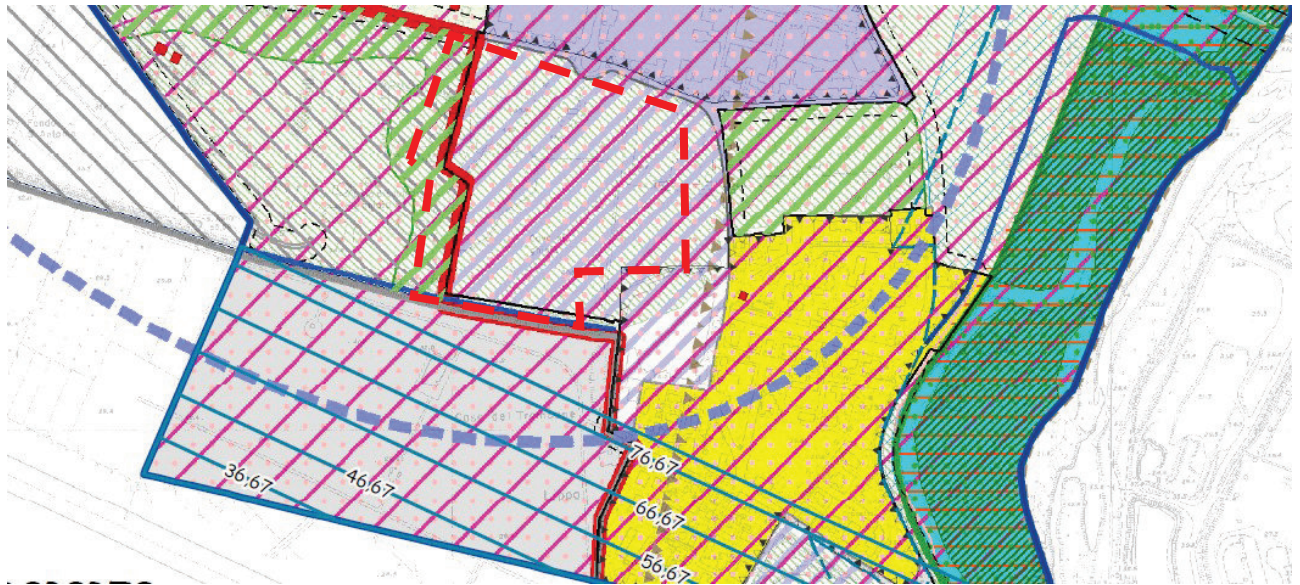
depositi coesivi (argillosi e limosi), con locali livelli metrici sabbiosi e limosabbiosi, al di sotto dei quali si incontrano le ghiaie e le sabbie costituenti le strutture sepolte (dossi) relative ai conoidi del Reno e del Lavino.


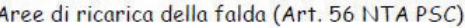



Analizzando la Carta Geologica d'Italia scala 1:50.000 (di cui un estratto ingrandito alla scala 1:10.000 si riporta in Fig. 4.1) si deduce che i terreni più superficiali appartengono al Supersistema Emiliano Romagnolo Superiore; esso comprende tutti i sedimenti Quaternari (Olocenici) depositatisi in ambiente continentale; questi terreni rappresentano il termine finale della successione che costituisce il riempimento dell'avanfossa formatasi in seguito all'ultima fase parossistica (Pliocene Superiore) nell'orogenesi della Catena Appenninica.

Nello specifico nell'area di indagine vi è il limite tra il Subsistema di Ravenna, ghiaie passanti a sabbie e limi, e l'Unità di Modena costituita da ghiaie, sabbie, limi e argille.



### 3.1 Estratto da PCS Comune di Calderara di Reno



-  Ambiti a prevalente destinazione produttiva in corso di attuazione (Art. 31 NTA PSC)
-  Aree di ricarica della falda (Art. 56 NTA PSC)
-  Settore tipo B
- AVN  Nodi ecologici, zone di rispetto dei nodi ecologici complessi, corridoi ecologici (Artt. 40, 40.1, 40.2, 40.3, 40.4 NTA PSC)
-  Aree a vulnerabilità naturale dell'acquifero elevata o estremamente elevata (Art. 57 NTA PSC)

L'area si pone all'interno dei settori di ricarica della falda. Nel dettaglio l'area di ex cava è allo stato attuale costituita da un rinterro.

**Non sono previsti locali interrati o opere interferenti con il naturale deflusso della falda.**

## 4. INQUADRAMENTO SISMICO

Sulla base della nell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274/2003, aggiornata con la Deliberazione della Giunta Regionale n.1435 del 21 luglio 2003 e successivamente con la n.1164 del 23 luglio 2018 il territorio comunale di Calderara del Reno (BO) ricade in **zona sismica 3**.

Zona sismica	Descrizione	accelerazione con probabilità di superamento del 10% in 50 anni [ag]	accelerazione orizzontale massima convenzionale (Norme Tecniche) [ag]	numero comuni con territori ricadenti nella zona (*)
1	Indica la zona più pericolosa, dove possono verificarsi fortissimi terremoti.	$a_g > 0,25 \text{ g}$	0,35 g	703
2	Zona dove possono verificarsi forti terremoti.	$0,15 < a_g \leq 0,25 \text{ g}$	0,25 g	2.225
3	Zona che può essere soggetta a forti terremoti ma rari.	$0,05 < a_g \leq 0,15 \text{ g}$	0,15 g	2.810
4	E' la zona meno pericolosa, dove i terremoti sono rari ed è facoltà delle Regioni prescrivere l'obbligo della progettazione antisismica.	$a_g \leq 0,05 \text{ g}$	0,05 g	2.186

In riferimento al D.M. 17 Gennaio 2018 "Aggiornamento alle Norme tecniche per le costruzioni", l'indagine sismica effettuata (i cui risultati vengono allegati nella presente relazione) consente di inquadrare il sedime nell'ambito della **categoria di profilo stratigrafico del suolo di fondazione di tipo C** "Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s."

MASW 1	MASW 2	MASW 3
241 m/s	235 m/s	346 m/s

$$V_{se} \text{ medio} = 274 \text{ m/s}$$

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale. Considerata una categoria topografica T1 e sottosuolo di categoria C, i parametri da introdurre nei calcoli - considerando lo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) - sono i seguenti:

*caratterizzazione sismica locale*

- $a_g$  = accel. orizz. max attesa su sito di riferimento rigido = 0,165
- $S_s$  = amplificazione stratigrafica = 1,46
- $S_t$  = amplificazione topografica = 1,00
- $a_{max}$  = accelerazione orizzontale massima attesa al sito = 2,356 m/s<sup>2</sup> > 0,1g
- $\beta_s$  = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito = 0,240
- $K_h$  = coefficiente per le azioni sismiche orizzontali = 0,058
- $K_v$  = coefficiente per le azioni sismiche verticali = 0,029

**4.1 Verifica a liquefazione**

La verifica a liquefazione risulta necessaria in quanto - con riferimento al punto 2 dell'art. 7.11.3.4.2 "Esclusione dalla verifica a liquefazione" del D.M. 17 Gennaio 2018 "Aggiornamento alle Norme Tecniche per le Costruzioni" - l'accelerazione massima attesa al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) *risulta maggiore di 0,1 g*. Si rimanda ad uno studio di secondo livello per la valutazione della liquefacibilità dei terreni interessati dalle opere in progetto.

**5. RISULTATI SISMICA A RIFRAZIONE**

Come riportato in precedenza, all'interno dell'area di indagine sono state effettuate n.9 indagini di sismica a rifrazione con lo scopo di caratterizzare la geometria del sedime e ottenere informazioni sugli spessori e la natura del riporto dovuto alla presenza dell'ex cava. La sismica a rifrazione è una metodologia diffusa e consolidata che permette la ricostruzione delle velocità sismiche e delle geometrie del sottosuolo. Nella prospezione sismica a rifrazione, si sfrutta la diversa velocità di propagazione delle onde longitudinali (onde P o "di compressione e dilatazione"), o trasversali (onde SH o "di taglio"), per determinare spessori e geometrie dei diversi sismostrati presenti nel sottosuolo. La prospezione consiste nel generare un'onda sismica di compressione o di taglio nel terreno attraverso una determinata sorgente di energia e nel misurare il tempo impiegato da questa a compiere il percorso nel sottosuolo dal punto di energizzazione fino agli apparecchi di ricezione (geofoni) seguendo le leggi di rifrazione dell'ottica (Legge di Snell), cioè rifrangendosi sulle superfici di separazione tra due strati sovrapposti di densità (o meglio di modulo elastico) crescente. L'apparecchiatura necessaria per le prospezioni è costituita da una serie di ricevitori (geofoni) che vengono spazati lungo un determinato allineamento (base sismica) e da un sismografo che registra l'istante di inizio della perturbazione elastica ed i tempi di primo arrivo delle onde a ciascun geofono. Così, osservando i primi arrivi su punti posti a distanze diverse dalla sorgente energizzante, è possibile costruire una curva tempo-distanza (dromocrona) rappresentante la variazione del minimo percorso in funzione del tempo. Attraverso metodi analitici si ricavano quindi le velocità delle onde elastiche



longitudinali ( $V_p$ ) o trasversali ( $V_s$ ) dei mezzi attraversati ed il loro spessore. In particolare per i n.9 stendimenti effettuati si è utilizzata la metodologia della tomografia sismica che permette di ottenere una sezione della velocità delle onde P con la profondità.

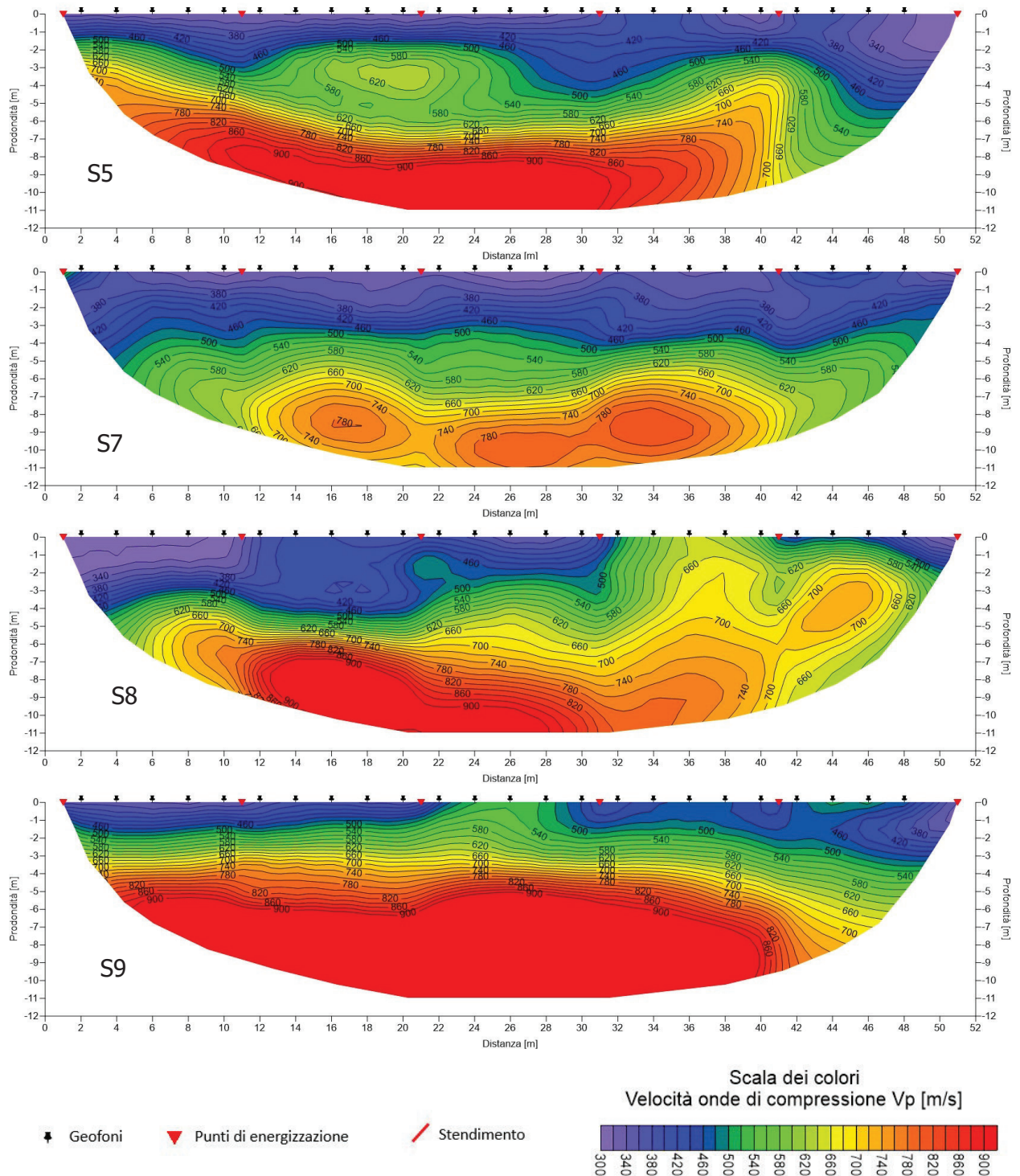
Le indagini effettuate hanno permesso di suddividere l'area in n.4 settori in base alla diversa velocità e geometria di propagazione delle onde P con la profondità. Di seguito si riporta uno schema dei diversi settori analizzati.



### Settore n.1

Il settore n.1, in cui sono state effettuate le tomografie sismiche S5, S7, S8, S9, risulta caratterizzato dalla presenza di tre orizzonti ben distinti. Il primo orizzonte è caratterizzato da velocità delle onde P molto basse comprese tra 300 e 500 m/s riconducibili alla copertura o a terreno di riporto poco consistente. Questo orizzonte presenta una profondità variabile da -1,0 a -4,0 m dal piano campagna attuale. Al secondo orizzonte corrispondono  $V_p$  modeste comprese tra 500 e 740 m/s, esso rappresenta terreni più consistenti che in alcuni casi possono essere ricondotti a materiale di riempimento grossolano che si spinge fino in superficie come per le sismiche S8, S9. L'ultimo orizzonte è caratterizzato da  $V_p$  medie (da 740 a 900 m/s) associabili a materiale con caratteristiche geomeccaniche buone a maggior consistenza che non sono però considerabili come substrato.

Di seguito vengono riportate le sezioni sismiche S5, S7, S8, S9.

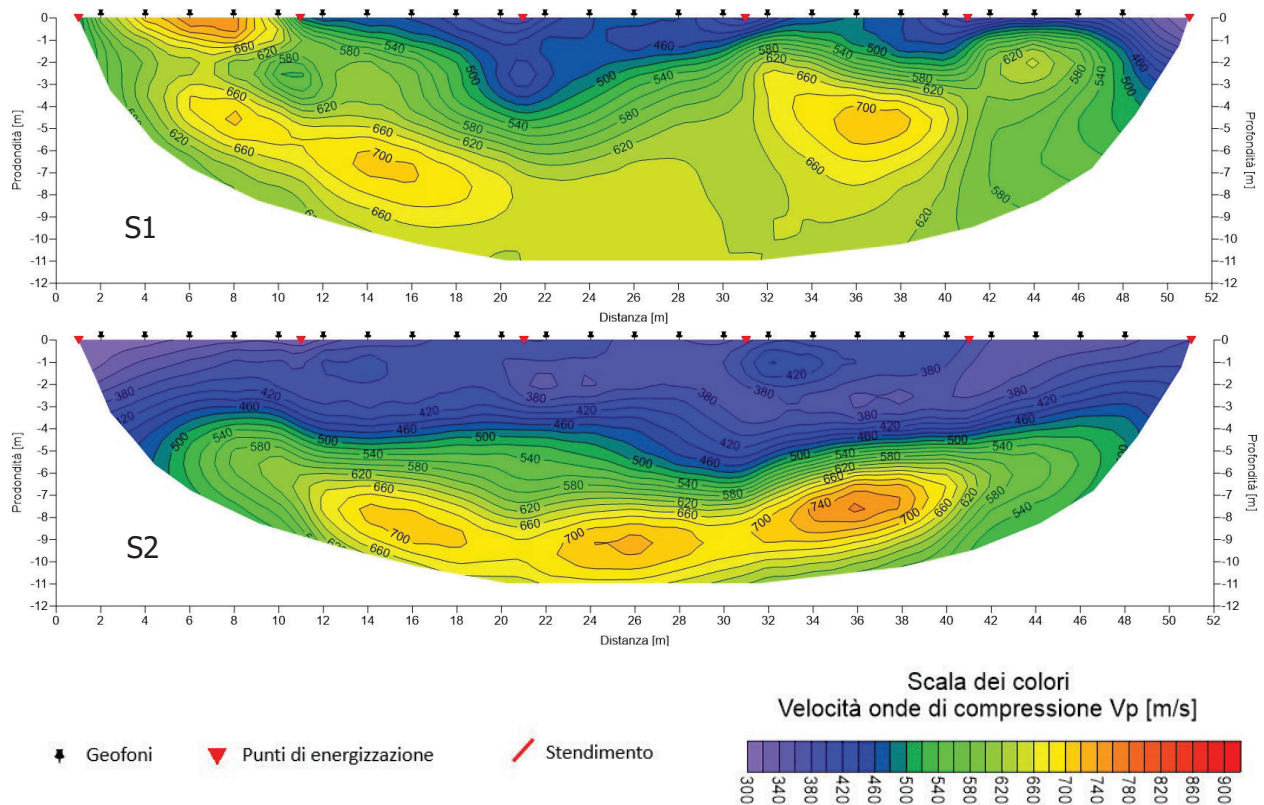


Sezioni tomografie sismiche S5, S7, S8 , S9

### Settore n.2

Il settore n.2, in cui sono state effettuate le sismiche S1 e S2, rispetto al precedente risulta caratterizzato dai soli primi due orizzonti sismici con una velocità delle onde P massima di 740 m/s. Il settore risulta quindi caratterizzato da una coltre molto poco consistente con profondità

medie di  $-4,0 \div 5,0$  m, al di sopra di un materiale più consistente con mediocri caratteristiche geomeccaniche. La geometria degli orizzonti risulta regolare ad esclusione del tratto della S1 limitrofo al parcheggio dello stabilimento della Bonfiglioli in cui abbiamo un picco di velocità di circa 600 m/s nei primi due metri di profondità. Di seguito vengono riportate le sezioni sismiche S1, S2.

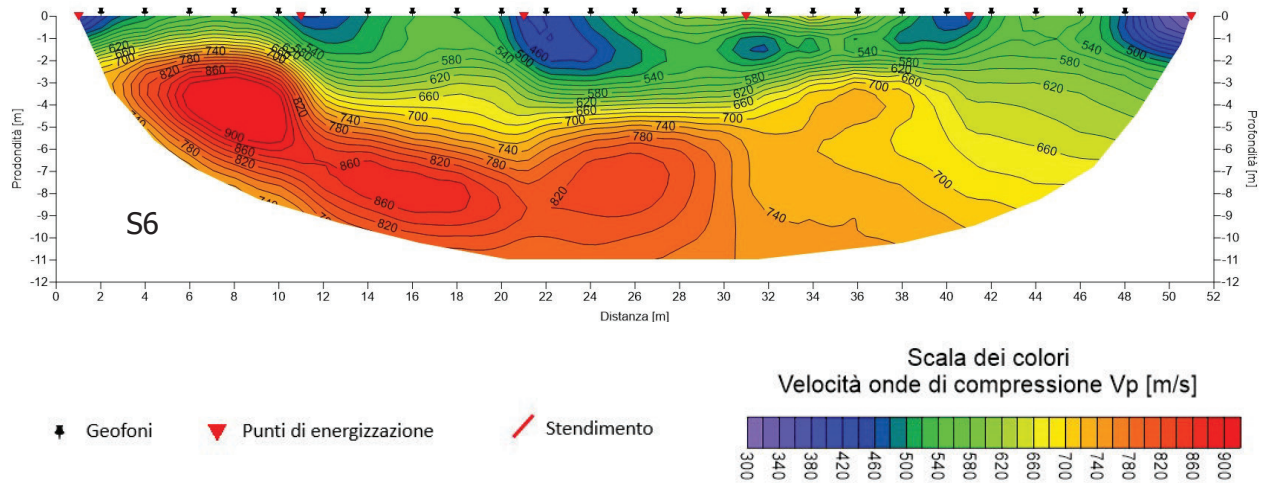


Sezioni tomografie sismiche S1, S2

### Settore n.3

Il terzo settore, in cui è stato eseguito lo stendimento sismico S6, è caratterizzato da una geometria degli orizzonti rifrattori anomala, in cui sono presenti picchi di circa 700 m/s anche in corrispondenza dei primi metri di profondità, riconducibile ad un materiale di riempimento di composizione e compattezza molto variabile. In questo caso quindi si distinguono sempre n.3 orizzonti ma con uno spessore e una profondità molto variabile.

Di seguito viene riportata la sezione sismica S6

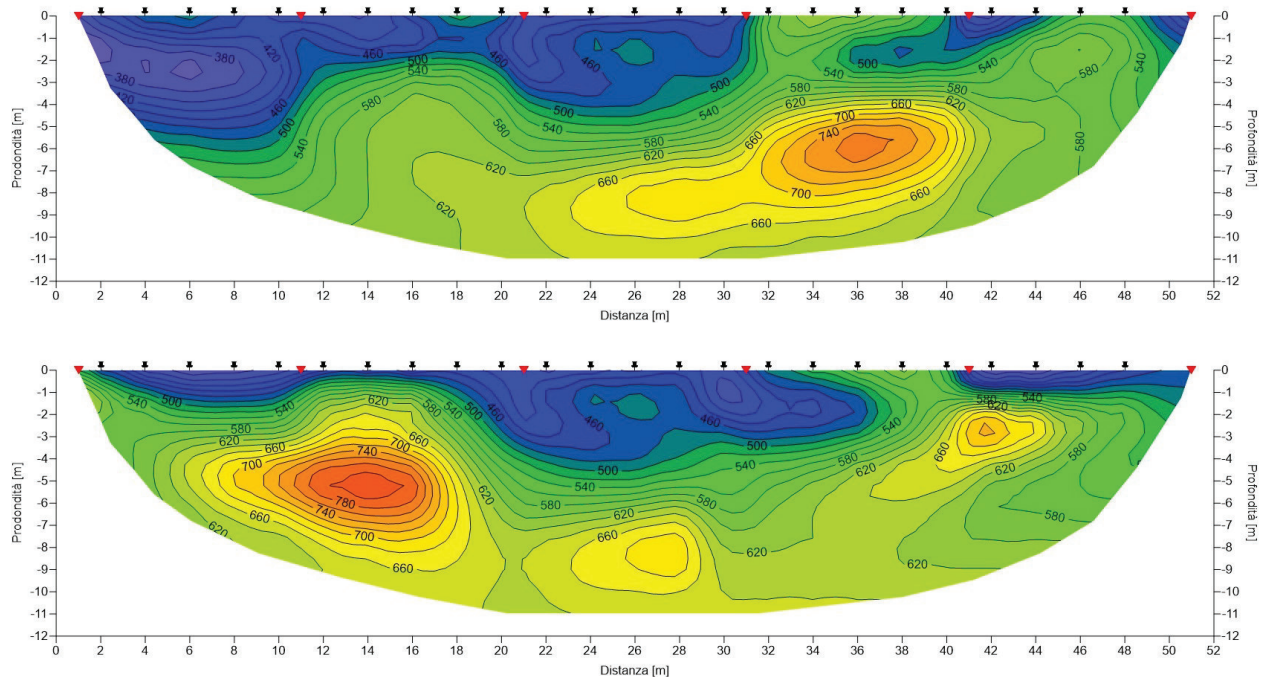


Sezione tomografia sismica S6

#### Settore n.4

Infine il quarto settore, in cui sono state effettuate le sismiche S3 e S4, rappresenta un'area di transizione tra il settore n.1 e il n.3. Esso è caratterizzato da una geometria irregolare degli orizzonti ma comunque più omogenea rispetto al limitrofo settore (n.3). Il terreno di riporto superficiale ( $V_p < 500$  m/s) raggiunge una profondità massima di 5 m in corrispondenza della porzione più occidentale fino a scomparire verso E.

Di seguito vengono riportate le sezioni sismiche S3, S4.



Sezioni tomografie sismiche S3, S4

Viene di seguito riportata una tabella riassuntiva per i quattro settori:

	SETTORE 1	SETTORE 2	SETTORE 3	SETTORE 4
<b>Orizzonte superficiale</b> Vp<500 m/s	da 0,0 m a -3,0÷4,0 m	da 0,0 m a -5,0 m	da: 0,0 m a -2,0 m	da 0,0 m a -4,0 m
<b>Orizzonte intermedio</b> 500<Vp<740 m/s	da -3,0÷4,0 m a -6,0 m	da 5,0 a -10,0 m	da -0,0÷ 2,0 m a -4,0 m	da -0,0÷4,0 m a -10,0 m
<b>Orizzonte più consistente</b> Vp>740 m/s	da -6,0 m a -10,0 m	non rilevato	da -4,0 m a -10,0 m	non rilevato
<b>Geometria orizzonti</b>	Regolare	Regolare	Molto irregolare	Irregolare

## 5. RISULTATI PROVE PENETROMETRICHE DPSH

La prova penetrometrica dinamica consiste nell'infiggere verticalmente nel terreno una punta conica metallica (angolo di apertura = 60°) posta all'estremità di un'asta d'acciaio, prolungabile con l'aggiunta di successive aste; l'infissione avviene per battuta, facendo cadere da un'altezza di 0,75 m un maglio di peso pari a 75 kg e contando i colpi necessari per la penetrazione di ciascun tratto di 0,30 m (N'): per la parametrizzazione geotecnica tali valori verranno poi normalizzati al termine  $N_{SPT}$  della resistenza penetrometrica standard in base al rapporto di energia esistente, pari a  $N_{SPT} = N' \times 1,50$ .

Tali indagini, come osservabile nella planimetria allegata hanno consentito d'indagare in modo abbastanza omogeneo l'areale d'intervento, evidenziando un assetto geologico-stratigrafico così schematizzabile:

resistenza penetrometrica	DPSH 1	DPSH 2	DPSH 3	DPSH 4	DPSH 5
<5 colpi	0÷9,0 m	0÷6,0 m	0÷6,0 m	0÷6,5 m	0÷13,0 m
6÷10 colpi	-	-6,0÷10,0 m	-6,0÷9,0 m	-6,5÷10,0 m	-
10÷15 colpi	-	-10,0÷12,0 m	-9,0÷12,0 m	-10,5÷12,0 m	-
>50 colpi	-9,0 m	-	-	-	-

## 5. STRATIGRAFIA TRINCEE

### TRINCEA T1

- da 0,00 a 1,10: sabbia ghiaiosa con ciottoli da spigolosi ad arrotondati naturali, eterometrici (1÷5 cm), frantumato di macerie (mattoni, vetro), colore grigio chiaro
- da 1,10 a 2,40: sabbia con ciottoli da spigolosi ad arrotondati, frantumato di macerie (mattonelle), passanti da grigio chiaro a grigio scuro (-1,70 m).
- da 2,40 a 3,10: limo-sabbioso con abbondante frantumato di macerie colore grigio scuro.

### TRINCEA T2

- da 0,00 a 1,70: limo sabbioso con intercalazioni di clasti arrotondati, eterometrici (diam. 1÷5 cm) scarso frantumato di macerie colore grigio chiaro
- da 1,70 a 3,10: argilla limoso sabbiosa con ciottoli arrotondati e abbondante frantumato di macerie. Molto bagnato con localizzate venute d'acqua.

### TRINCEA T3

- da 0,00 a 0,70: sabbia limosa con abbondanti ciottoli, frantumato di macerie (mattoni in blocchi maggiori di 30 cm), colore grigio chiaro
- da 0,70 a 1,95: limo sabbioso con ridotto contenuto in ciottoli, frantumato di macerie, colore grigio chiaro.
- da 1,95 a 2,90: abbondante frantumato di macerie con presenza di ciottoli naturali (diam.1÷10 cm) in matrice limoso-sabbiosa. Colore grigio-biancastro-rossiccio. Umido.

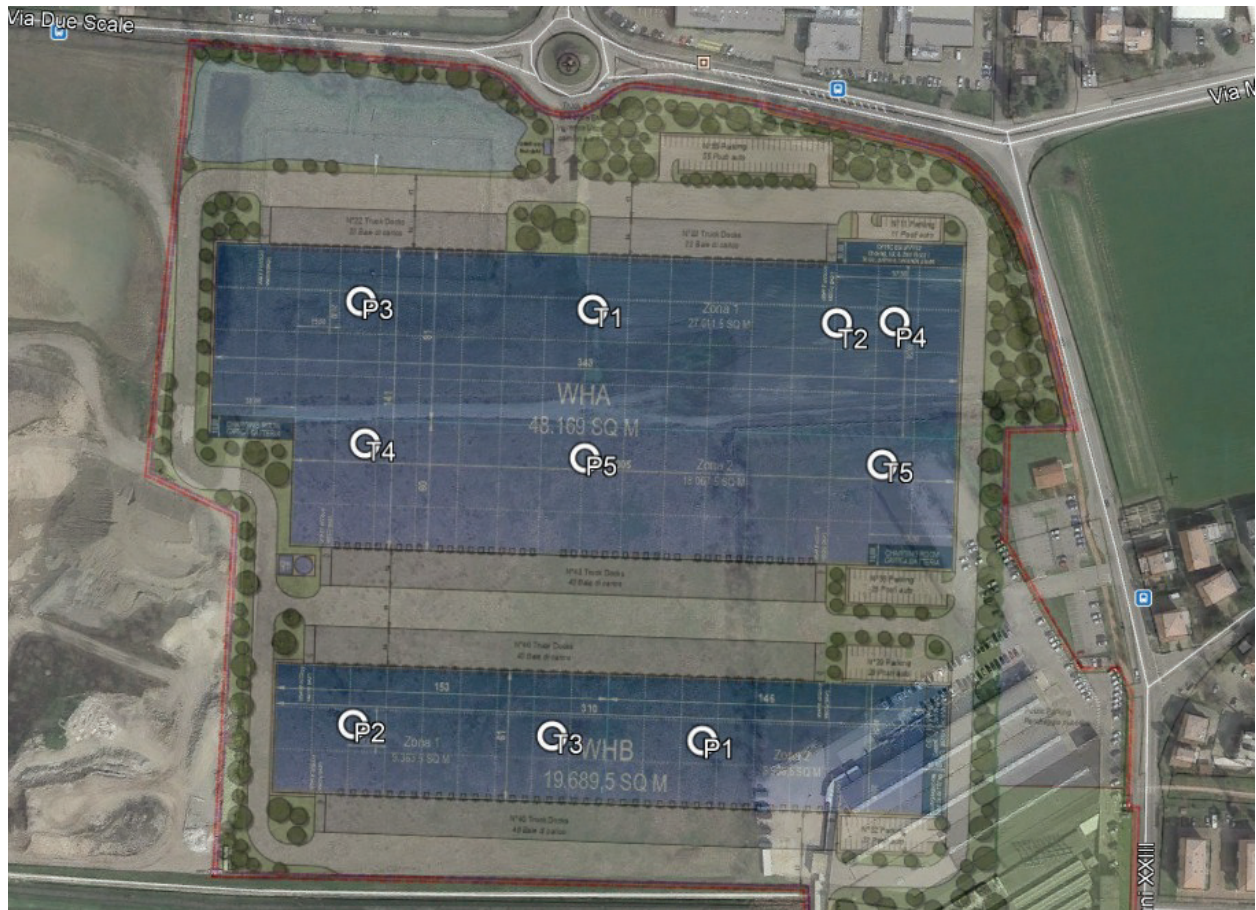
### TRINCEA T4

- da 0,00 a 1,80: limo sabbioso con intercalazioni di clasti, scarso frantumato di macerie (mattoni) colore grigio chiaro – marrone
- da 1,80 a 2,10: ghiaia a clasti arrotondati eterometrici (anche maggiori di 5 cm) in matrice sabbiosa, frantumato di macerie, colore grigio scuro.

### TRINCEA T5

- da 0,00 a 1,00: sabbia limosa con intercalazioni di clasti, arrotondati, eterometrici, scarso frantumato di macerie (mattoni) colore grigio chiaro – marrone
- da 1,00 a 2,70: sabbia limosa con ciottoli arrotondati eterometrici, abbondante frantumato di macerie, colore grigio scuro.

Fino alla profondità indagata con le trincee (circa -3,0 m) si è rilevata la presenza pressochè continua di terreno di riempimento delle ex cave, costituito da matrice fine sabbiosa-limosa e pezzatura grossolana (macerie).



Ubicazione prove penetrometriche DPSH [P] e trincee con escavatore [T]

## 6. RAPPORTO GEOTECNICO

Sulla base dei risultati delle indagini geognostiche condotte, tenuto conto delle indicazioni della letteratura specifica, si è proceduto ad una parametrizzazione geotecnica degli orizzonti costituenti la parte di sottosuolo influenzata, direttamente o indirettamente, dagli interventi edificatori in progetto.

Si è ritenuto corretto definire "una stratigrafia geotecnica" cercando d'individuare materiali con comportamento meccanico simile e di utilizzare per essi parametri rappresentativi di una situazione "media" e piuttosto conservativa: la parametrizzazione è stata condotta adottando le correlazioni esistenti in letteratura fra  $N_{SPT}$  e densità relativa ( $D_r$ ) [Gibbs e Holtz, 1957], fra angolo di attrito ( $\phi'$ ) e densità relativa ( $D_r$ ) [Schmertmann, 1977].

### ORIZZONTE 1 da p.c. a -9,0 ÷ 10,0 m

$$\gamma_n = \text{peso di volume naturale} = 18,0 \text{ kN/m}^3$$

$$c' = \text{coesione efficace} = 0,00 \text{ kPa}$$

$$\phi'_{cv} = \text{angolo di resistenza a volume costante} = 29^\circ$$

$$N_{SPT} = \text{resistenza penetrometrica standard} = 6 \text{ colpi/piede}$$

**ORIZZONTE 2 da 9,0÷10 m a 12 m** $\gamma_n$  = peso di volume naturale = 19,0 kN/m<sup>3</sup> $c'$  = coesione efficace = 0,00 kPa $\phi'_{cv}$  = angolo di resistenza a volume costante = 31° $N_{SPT}$  = resistenza penetrometrica standard = 10÷15 colpi/piede**6.1 Verifica di capacità portante**

Sono state nel seguito verificate fondazioni dirette **a plinto** di lato **B=3,5-4,0-4,5 m** immorsate ad una profondità di -2,0 m

Poichè il terreno fondazionale è costituito da terreni granulari, la verifica della capacità portante è stata effettuata "in condizioni drenate", nell'assunto cioè che i fenomeni di consolidazione in seguito all'applicazione di una tensione siano governati da condizioni di equilibrio idrostatico o di flusso stazionario e trascurando il moto di filtrazione necessario alla dissipazione delle sovrappressioni dell'acqua interstiziale.

In un siffatto modello reologico l'analisi di stabilità può essere effettuata in condizioni drenate in termini di tensioni efficaci: in assenza di legami di cementazione, l'involuppo di rottura del terreno è infatti caratterizzato da  $c' = 0$  e da  $\phi = \phi'$ .

La valutazione preliminare della capacità portante limite ed ammissibile del terreno è stata verificata utilizzando il metodo di verifica del **D.M. 17/01/2018** nei confronti degli **stati limite ultimi (SLU)**, introducendo i fattori correttivi per l'**azione sismica**.

In particolare sono stati presi in considerazione:

- **Approccio 2 (A1+M1+R3)** in cui le azioni di progetto in fondazione derivano da un'unica analisi strutturale svolta impiegando i coefficienti parziali del gruppo A1, i coefficienti parziali sui parametri di resistenza del terreno (M1) sono unitari e la resistenza globale del sistema è ridotta tramite i coefficienti  $\gamma_R$  del gruppo R3.

In mancanza di indicazioni sulle azioni di progetto, si è proceduto al calcolo della capacità portante del terreno introducendo i coefficienti correttivi del termine M (M2 e M1): si evidenzia quindi che le azioni di progetto  $E_d$  [la cui definizione è demandata al progettista] dovranno risultare inferiori alle capacità portanti ridotte dai relativi fattori di sicurezza R (ed indicate nel seguito come  $R_d$ ).

Come precedentemente accennato, si è inoltre proceduto ad inserire nei calcoli i fattori correttivi per l'azione sismica, tenendo in considerazione la "pericolosità sismica di base" del sito in esame: la pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale.



I calcoli sono stati effettuati adottando la soluzione di BRINCH - HANSEN [1970], introducendo per la sismica i fattori correttivi proposti da *Maugeri e Novità* [2004] sulla base dei parametri sismici sito specifici precedentemente riportati. La formula di BRINCH - HANSEN [1970] modificata da *Maugeri e Novità* [2004] è la seguente:

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

dove:

$q_{lim}$	=	portata unitaria agente sul piano di fondazione che determina la rottura del terreno per raggiunto limite della resistenza al taglio;
$\gamma'$	=	peso di volume eff. del terreno sotto il piano di fondazione;
$c'$	=	coesione efficace;
$N_{\gamma} N_q N_c$	=	fattori di capacità portante dipendenti da $\phi'$ ;
$s_{\gamma} s_c s_q$	=	fattori di forma della fondazione;
$i_{\gamma} i_c i_q$	=	fattori correttivi per inclinazione del carico;
$b_{\gamma} b_c b_q$	=	fattori correttivi per inclinazione della base fondazione;
$g_{\gamma} g_c g_q$	=	fattori correttivi per inclinazione del piano campagna;
$d_c d_q$	=	fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa;
$h_{\gamma f} h_{c f} h_{q f}$	=	fattori correttivi introdotti per condizioni sismiche.

Nei calcoli per la valutazione della capacità portante è stato adottato un valore di resistenza al taglio, intermedio tra quello di "picco" ( $\phi'_p$ ) e quello "residuo" ( $\phi'_r$ ) (*LANCELLOTTA*, 1979), pari all'angolo a volume costante  $\phi'_{cv}$ . Come dimostrato da *YAMAGUCHI et Al.* (1972), si ha infatti il raggiungimento della  $Q_{LIM}$  in corrispondenza di elevate deformazioni, al cui livello il comportamento del terreno granulare risulta caratterizzato dall'assenza di variazioni di volume e la resistenza disponibile è corrispondente allo stato critico, individuato dall'angolo  $\phi'_{cv}$ .

Le verifiche effettuate utilizzando i due diversi approcci ed introducendo, ove necessario, la riduzione dei coefficienti parziali M così come riportati nelle N.T.C. del 2018 hanno fornito i valori Rd per la verifica allo stato limite ultimo (SLU) riportati nella tabella seguente:

#### verifica a rottura - fondazioni immorsate a -2,0 m dal p.c.

	Q <sub>lim.</sub> (kPa)	Rd (kPa)
	M1	M1+R3
B= 3,5	1425	620
B= 4,0	1435	624
B= 4,5	1445	629

Come già anticipato, le azioni di progetto Ed (ridotte dai relativi coefficienti del gruppo A) dovranno risultare inferiori ai valori di Rd sopra indicati.

I valori di Rd ottenuti non possono inoltre essere considerati pari alla pressione ammissibile poiché occorre effettuare anche la verifica nei confronti degli Stati Limite di Esercizio (SLE).

La verifica nei confronti degli Stati Limite di Esercizio (SLE) è stata eseguita in base al metodo di calcolo di *BURLAND e BURBIDGE* [1984].

Il cedimento è espresso come:

$$S = f_s \cdot f_h \cdot f_t \cdot [\sigma'_{vo} \cdot B^{0,7} \cdot I_c/3 + (q' - \sigma'_{vo}) \cdot B^{0,7} \cdot I_c]$$

essendo:

- S = cedimento in mm  
 B = lato minore della fondazione in m  
 q' = pressione applicata in kPa  
 I<sub>c</sub> = indice di compressibilità = 1,706/Nspt<sup>1,4</sup>  
 f<sub>s</sub>, f<sub>h</sub>, f<sub>t</sub> = fattori correttivi

Nei calcoli dei cedimenti è stato utilizzato un valore di **N<sub>AV</sub> pari a 6** colpi/piede. Per contenere i cedimenti differenziali su valori accettabili per la stabilità della struttura, si considera un cedimento massimo ammissibile S<sub>max</sub> = 30 mm (Terzaghi e Peck, 1967) calcolato nell'immediatezza dell'applicazione dei carichi (S<sub>i</sub>) e dopo trent'anni (S<sub>t</sub>). La verifica ha fornito i seguenti valori limite dell'effetto delle azioni Cd (portata ammissibile ai cedimenti):

**verifica a cedimento - fondazioni immerse a -2,0 m dal p.c.**

Tipologia fondazionale	S <sub>i</sub> (mm)	S <sub>t</sub> (mm)	Cd (kPa)	<b>Cd (kg/cm<sup>2</sup>)</b>
B= 3,5	18,8	28,3	80	<b>0,8</b>
B= 4,0	19,6	29,4	77	<b>0,8</b>
B= 4,5	19,3	28,9	72	<b>0,7</b>

**Le azioni di progetto Ed (ridotte dai relativi coefficienti del gruppo A) dovranno pertanto risultare inferiori ai valori di Cd sopra indicati (Cd = 0,7÷0,8 kg/cm<sup>2</sup>)**

## 7. CONCLUSIONI

Le analisi svolte ai punti precedenti hanno permesso di individuare le principali problematiche geologico-tecniche connesse alla realizzazione degli interventi in corrispondenza del lotto in esame: sulla base dei rilievi eseguiti e delle indagini condotte, è stato possibile pervenire a una definizione dettagliata dell'assetto litostratigrafico e dei parametri geotecnici dei terreni presenti.

Il modello concettuale geotecnico del sottosuolo ha inoltre consentito di valutare la capacità portante ammissibile del terreno e la compatibilità dell'intervento con l'assetto idrogeologico del territorio.

- Le proprietà geomeccaniche caratterizzanti le unità più superficiali hanno mostrato, in fase di modellazione fondazionale preliminare e rispetto alla geometria ipotizzata, una compatibilità del sistema terreno/fondazione verificata per valori di pressione normale di progetto non superiore a 0,7÷0,8 kg/cm<sup>2</sup>

- In considerazione dei risultati derivanti dalla verifica preliminare di liquefazione, si consiglia di prevedere uno studio mirato di rischio a liquefazione per valutare il grado di suscettibilità sito specifica e se necessario mettere in atto accorgimenti costruttivi finalizzati ad abbassare ulteriormente il rischio (quali jet grouting – deep soil mixing ecc).
- Alla luce delle considerazioni di cui sopra, nonché dei significativi cedimenti attesi (vedi ipotesi fondazionale) si consiglia l'impiego di opere speciali di fondazione al fine di minimizzare le problematiche geotecniche ed assicurare le necessarie garanzie di stabilità al manufatto in progetto:
  - Impiego di fondazioni profonde (pali battuti, trivellati o vibro-infissi o colonne jet-grouting) in grado di conferire al manufatto in progetto le migliori condizioni di stabilità.  
**(profondità stimata delle fondazioni indirette: circa 15 metri)**
  - Esecuzione di adeguati trattamenti (per esempio a calce o cemento) per il consolidamento del materiale su cui verrà realizzata la pavimentazione del deposito. Da prevedersi anche le verifiche pre e post trattamento (prove su piastra).

**L'esame condotto nei capitoli precedenti permette quindi di esprimere un giudizio positivo circa la fattibilità geologico-geotecnica e la compatibilità idrogeomorfologica degli interventi in progetto.**

Chieri, 02 Agosto 2019

il tecnico incaricato:

geol. Fabrizio Gola  
**GOLA SCALBI**  
GEOLOGICAL GROUP

collaborazione:

geol. Andrea Scalbi  
dott. Fabrizio Laudati



## ALLEGATI

Planimetria ubicazione indagini

Certificati prove penetrometriche DPSH

rapporto relazione geofisica MASW

POSIZIONE INDAGINI SISMICA A RIFRAZIONE (S)



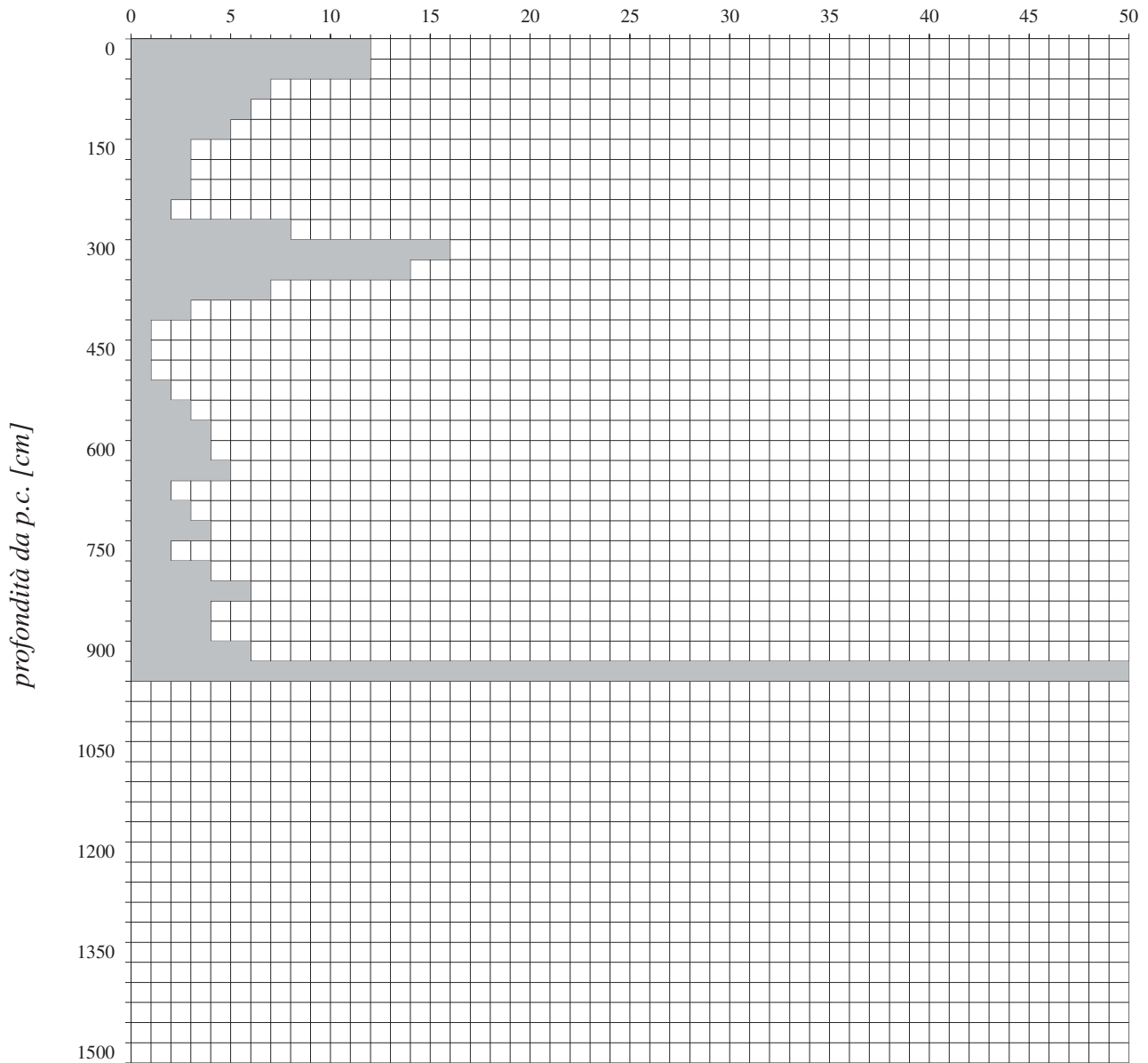
## POSIZIONE INDAGINI PENETROMETRICHE (P) E TRINCEE (T)



**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA**  
**Penetrometro dinamico pesante DPSH Meardi AGI**

*prova n°:* **DPSH 1** *data:* **24/07/2019**  
*località:* Comune di Calderara del Reno (BO) *falda:* **non rilevata**  
 Area Lippo - Ex Cava  
*quota inizio:* **p.c.**

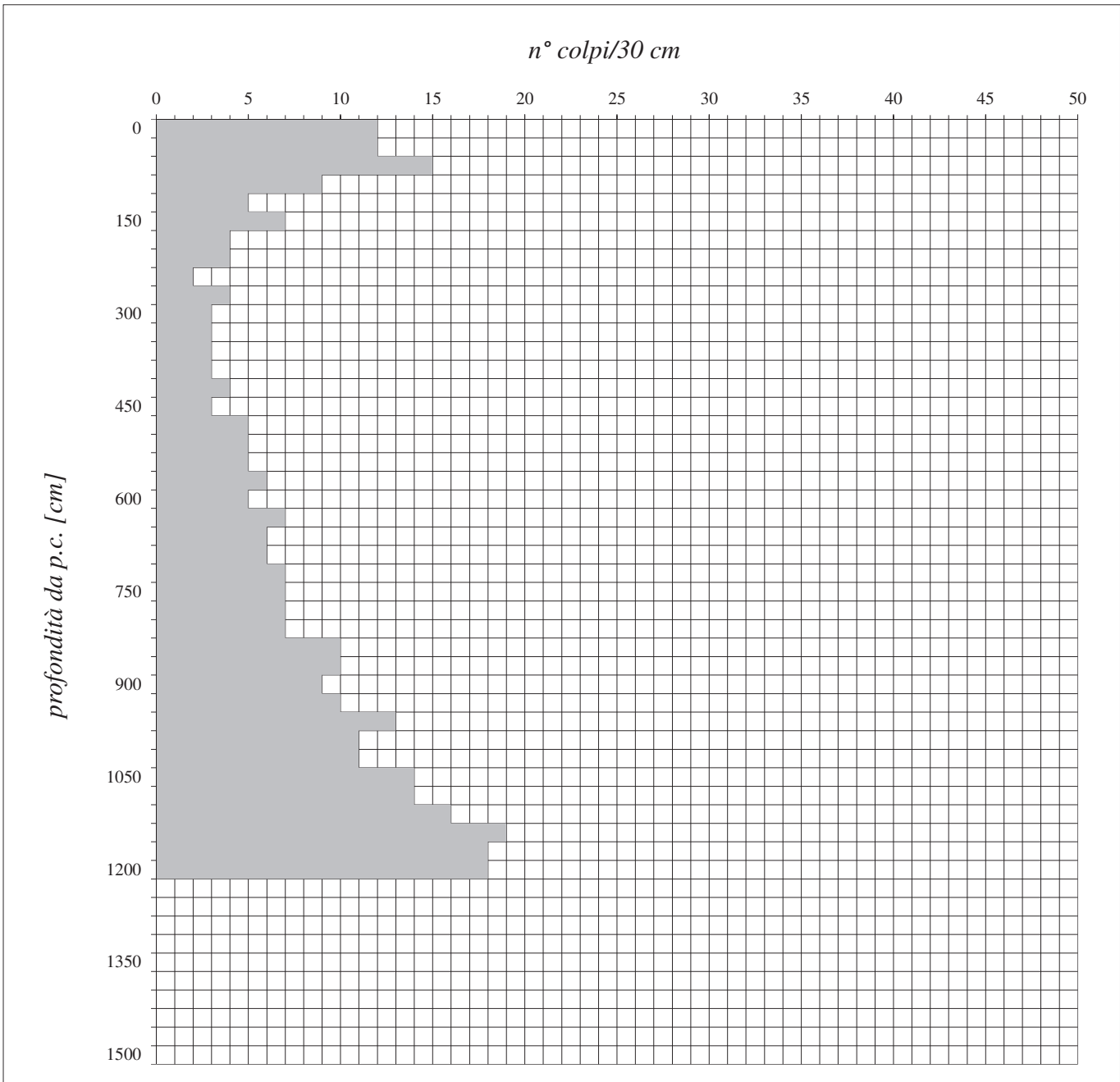
*n° colpi/30 cm*



Massa battente [Kg]	altezza di caduta [m]	punta conica diametro di base 51 mm	registrazione num. colpi ogni 0,30 m (N <sub>30</sub> )
73	0,75	angolo di apertura 60°	coeff. teorico di energia N <sub>SPT</sub> = N <sub>30</sub> x 1,50

**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA**  
**Penetrometro dinamico pesante DPSH Meardi AGI**

<i>prova n°:</i>	<b>DPSH 2</b>	<i>data:</i>	<b>24/07/2019</b>
<i>località:</i>	Comune di Calderara del Reno (BO) Area Lippo - Ex Cava	<i>falda:</i>	<b>non rilevata</b>
<i>quota inizio:</i>	<b>p.c.</b>		

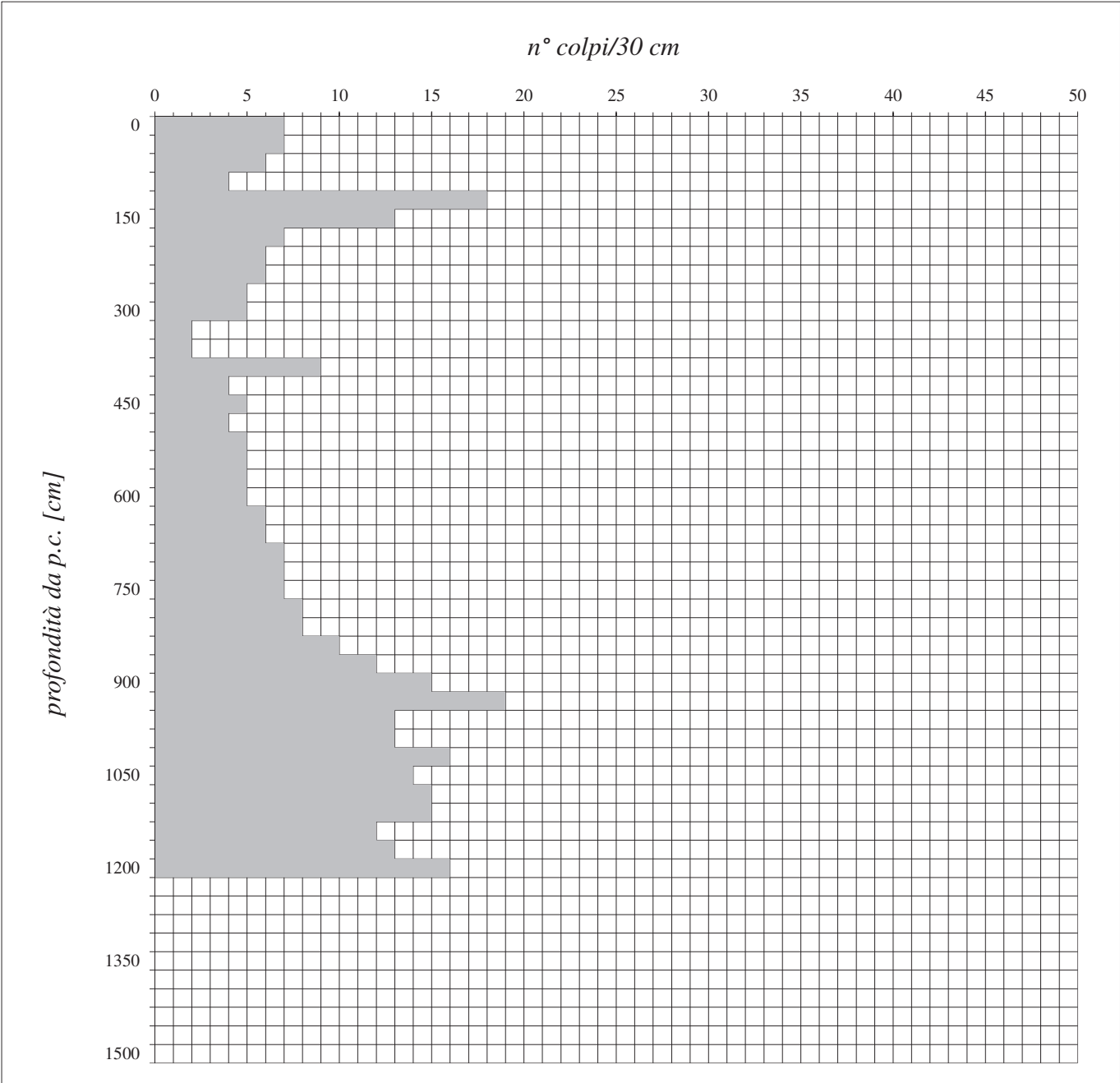


Massa battente [Kg]	altezza di caduta [m]	punta conica diametro di base 51 mm	registrazione num. colpi ogni 0,30 m (N <sub>30</sub> )
73	0,75	angolo di apertura 60°	coeff. teorico di energia N <sub>SPT</sub> = N <sub>30</sub> x 1,50



**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA**  
**Penetrometro dinamico pesante DPSH Meardi AGI**

<i>prova n°:</i>	<b>DPSH 3</b>	<i>data:</i>	<b>24/07/2019</b>
<i>località:</i>	Comune di Calderara del Reno (BO) Area Lippo - Ex Cava	<i>falda:</i>	<b>non rilevata</b>
<i>quota inizio:</i>	<b>p.c.</b>		

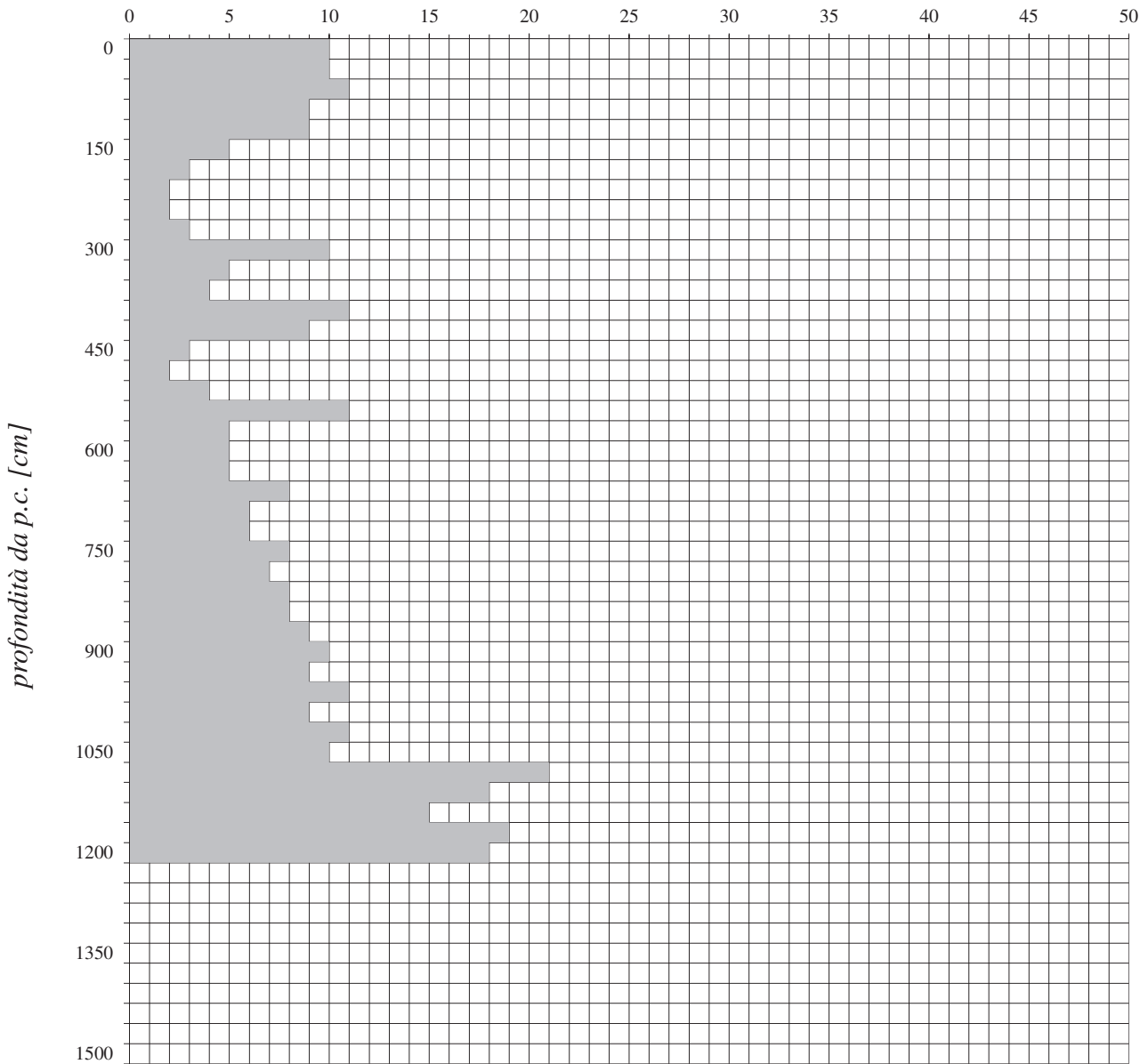


Massa battente [Kg]	altezza di caduta [m]	punta conica diametro di base 51 mm	registrazione num. colpi ogni 0,30 m (N <sub>30</sub> )
73	0,75	angolo di apertura 60°	coeff. teorico di energia N <sub>SPT</sub> = N <sub>30</sub> x 1,50

**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA**  
**Penetrometro dinamico pesante DPSH Meardi AGI**

*prova n°:* **DPSH 4** *data:* **24/07/2019**  
*località:* Comune di Calderara del Reno (BO) *falda:* **non rilevata**  
 Area Lippo - Ex Cava  
*quota inizio:* **p.c.**

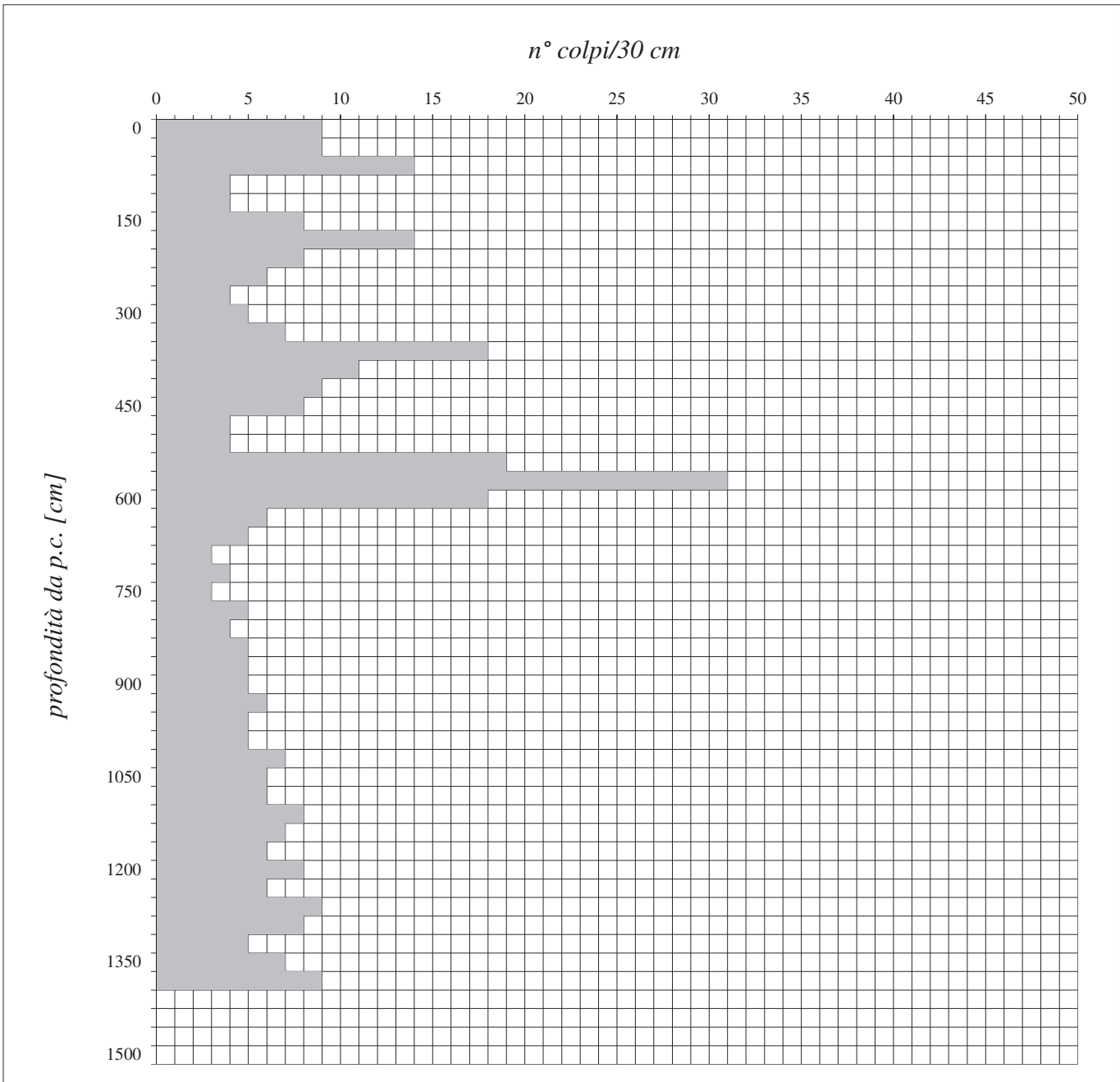
*n° colpi/30 cm*



Massa battente [Kg]	altezza di caduta [m]	punta conica diametro di base 51 mm	registrazione num. colpi ogni 0,30 m (N <sub>30</sub> )
73	0,75	angolo di apertura 60°	coeff. teorico di energia N <sub>SPT</sub> = N <sub>30</sub> x 1,50

**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA**  
**Penetrometro dinamico pesante DPSH Meardi AGI**

<i>prova n°:</i>	<b>DPSH 5</b>	<i>data:</i>	<b>24/07/2019</b>
<i>località:</i>	Comune di Calderara del Reno (BO) Area Lippo - Ex Cava	<i>falda:</i>	<b>non rilevata</b>
<i>quota inizio:</i>	<b>p.c.</b>		

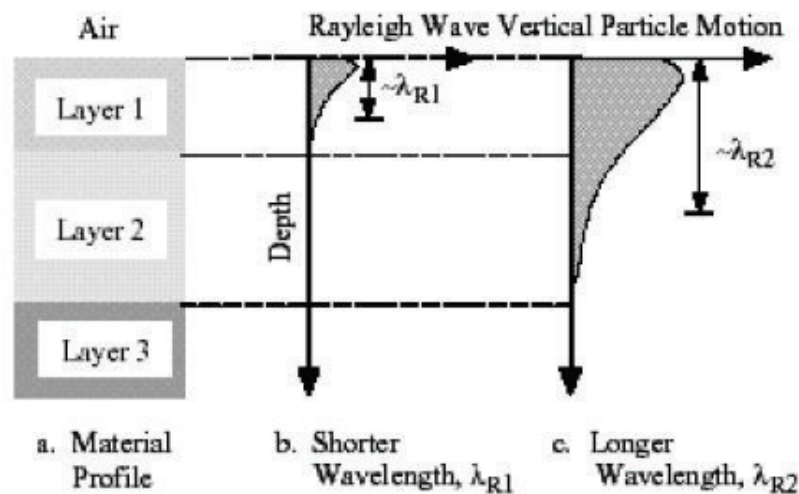


Massa battente [Kg]	altezza di caduta [m]	punta conica diametro di base 51 mm	registrazione num. colpi ogni 0,30 m (N <sub>30</sub> )
73	0,75	angolo di apertura 60°	coeff. teorico di energia N <sub>SPT</sub> = N <sub>30</sub> x 1,50

## INDAGINE GEOFISICA - MASW (MULTICHANNEL ANALYSIS OF SURFACE WAVES)

### 1. INTRODUZIONE E CENNI TEORICI

MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) è una tecnica di indagine non invasiva che consente la definizione del profilo di velocità delle onde di taglio verticali  $V_s$ , basandosi sulla misura delle onde superficiali fatta in corrispondenza di diversi sensori posti sulla superficie del suolo. Il contributo predominante alle onde superficiali è dato dalle onde di Rayleigh, che si trasmettono con una velocità correlata alla rigidezza della porzione di terreno interessata dalla propagazione delle onde. In un mezzo stratificato le onde di Rayleigh sono dispersive, cioè onde con diverse lunghezze d'onda si propagano con diverse velocità di fase e velocità di gruppo o detto in maniera equivalente la velocità di fase (o di gruppo) apparente delle onde di Rayleigh dipende dalla frequenza di propagazione, cioè sono onde la cui velocità dipende dalla frequenza: onde ad alta frequenza e ridotta lunghezza si propagano negli strati più superficiali, mentre onde a bassa frequenza ed elevata lunghezza si propagano negli strati più profondi.



Tramite le MASW è possibile determinare il profilo di velocità delle onde di taglio  $V_s$ , e quindi: il tipo di suolo sismico (A, B, C, D, E) a differenza della sismica a rifrazione si usano in qualunque situazione stratigrafica anche in presenza di falda.

La caratterizzazione basata sul metodo delle onde superficiali può essere suddivisa in tre fasi:

- acquisizione;
- processing;
- inversione.

#### ACQUISIZIONE

Il metodo di indagine MASW si distingue in metodo attivo e metodo passivo (Zywicki, D.J. 1999) o in una combinazione di entrambi. Nel metodo attivo, adottato nel caso in esame, le onde superficiali generate in un punto sulla superficie del suolo sono misurate da uno stendimento lineare di sensori. Nel metodo passivo lo stendimento dei sensori può essere sia lineare, sia circolare e si misura il rumore ambientale di

fondo esistente. Il metodo attivo generalmente consente di ottenere una velocità di fase (o curva di dispersione) sperimentale apparente nel range di frequenze compreso tra 5Hz e 70Hz, quindi da informazioni sulla parte più superficiale del suolo, sui primi 30m-50m, in funzione della rigidità del suolo. Il metodo passivo in genere consente di tracciare una velocità di fase apparente sperimentale compresa tra 0Hz e 10Hz, quindi da informazioni sugli strati più profondi del suolo, generalmente al di sotto dei 50m.

### PROCESSING

Si deve trasformare i dati in dominio spazio-tempo in informazione sulla dispersione in dominio frequenza-velocità di fase  $V_r$ . Si sfrutta l'elevata energia delle onde superficiali e le tecniche di analisi spettrale messe a punto nella sismica di prospezione per il riconoscimento e il filtraggio del ground-roll. L'approccio più diffuso è basato sull'analisi spettrale dei segnali in dominio  $f-k$ . Lo spettro  $f-k$  del segnale consente di ottenere una curva di dispersione per le onde di *Rayleigh*, nell'ipotesi che nell'intervallo di frequenze analizzato le onde che si propagano con il maggiore contenuto di energia siano proprio le onde di *Rayleigh*, e se le caratteristiche del sito sono tali da consentire la propagazione delle onde superficiali e un comportamento dispersivo delle stesse.

Si dimostra infatti che la velocità delle onde di *Rayleigh* è associata ai massimi dello spettro  $f-k$ ; si può ottenere facilmente una curva di dispersione individuando ad ogni frequenza il picco spettrale, al quale è associato un numero d'onda  $k$  e quindi una velocità delle onde di *Rayleigh*  $V_R$ , determinabile in base alla teoria delle onde dalla relazione:

$$V_R(f) = 2\pi f/k$$

### INVERSIONE

La fase di inversione deve essere preceduta da una parametrizzazione del sottosuolo, che viene di norma schematizzato come un mezzo (visco)-elastico a strati piano-paralleli, omogenei ed isotropi, nel quale l'eterogeneità è rappresentata dalla differenziazione delle caratteristiche meccaniche degli strati.

Il processo di inversione è iterativo: a partire da un profilo di primo tentativo, costruito sulla base di metodi semplificati, ed eventualmente delle informazioni note a priori riguardo la stratigrafia, il problema diretto viene risolto diverse volte variando i parametri che definiscono il modello. Il processo termina quando viene individuato quel set di parametri di modello che minimizza la differenza fra il set di dati sperimentali (curva di dispersione misurata) e il set di dati calcolati (curva di dispersione sintetica). Usualmente, algoritmi di minimizzazione ai minimi quadrati vengono utilizzati per automatizzare la procedura.

#### 1.1 Scopo delle indagini

Il profilo delle onde di taglio  $V_s$  nei primi 30 m di profondità risulta necessario per:

- valutare l'azione sismica di progetto al livello delle fondazioni di qualunque struttura
- valutare il rischio di liquefazione del terreno in sito
- valutare rischi di instabilità dei pendii e/o delle opere di sostegno
- valutare i cedimenti dei rilevati stradali, delle opere di sostegno, delle fondazioni degli edifici

valutare la trasmissione delle vibrazioni generate dai treni, dalle macchine vibranti, dalle esplosioni in superficie o in sotterraneo, dal traffico veicolare

Lo scopo delle prove svolte è di determinare la **categoria sismica del terreno** (A, B, C, D, E) in riferimento al D.M. 17 Gennaio 2018 “Aggiornamento alle Norme tecniche per le costruzioni” e agli eurocodici 7 e 8. La categoria del terreno consente di quantificare l’amplificazione sismica, di definire lo spettro di risposta sismico del sito e quindi di determinare le azioni sismiche agenti sulle opere che interagiscono con il terreno. Per la definizione dell’azione sismica di progetto la nuova normativa sismica identifica le seguenti categorie di profilo stratigrafico del suolo di fondazione (le profondità si riferiscono al piano di posa delle fondazioni):

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

**B** - *Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s*

**C** - *Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.*

**D** - *Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s*

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

## 2. STRUMENTAZIONE UTILIZZATA

Sismografo multicanale per geofisica a 24 canali con scheda di acquisizione 24 bit; i geofoni utilizzati possiedono una frequenza di risonanza pari 4.5Hz; l’energizzazione è ottenuta con massa battente di 5 Kg su piastra.



### 3. MODALITÀ E PARAMETRI DI ACQUISIZIONE

Nel caso in esame viene fatto riferimento al metodo MASW attivo perché fornisce il profilo di velocità più preciso entro i primi 30m di profondità e consente quindi di effettuare la classificazione sismica del suolo.

In data 03/07/2019, sono stati eseguiti n.3 stendimenti MASW nel lotto in esame sito in Calderara del Reno (BO) – Area LIPPO EX CAVA.



MASW M1



MASW M2



MASW M3

Per il campionamento sono stati utilizzati i seguenti parametri di acquisizione:

- spaziatura intergeofonica 2,0 m;
- durata 2 s;
- frequenza 1.000 Hz;
- periodo 1 ms.

#### 4. ELABORAZIONE DEI DATI

Nel caso specifico i dati acquisiti sono elaborati con il software ZondST2D, che analizza la curva di dispersione sperimentale per le onde di Rayleigh. L'inversione numerica della curva, secondo un processo iterativo ai minimi quadrati, consente di ottenere un profilo di velocità delle onde di taglio nel sottosuolo. Il metodo applicato consiste quindi in tre fasi:

- calcolo della velocità di fase (o curva di dispersione) apparente sperimentale (allegata in fondo)
- calcolo della velocità di fase apparente numerica
- il terzo ed ultimo consiste nell'individuazione del profilo di velocità delle onde di taglio verticali  $V_s$ , modificando opportunamente lo spessore  $h$ , le velocità delle onde di taglio  $V_s$ , il coefficiente di Poisson (tra 0,2 e 0,48 in funzione delle differenti condizioni di saturazione d'acqua di falda), la densità di massa degli strati che costituiscono il modello del suolo (tra 1.500 e 2.000 t/m<sup>3</sup>), fino a raggiungere una sovrapposizione ottimale tra la velocità di fase (o curva di dispersione) sperimentale e la velocità di fase (o curva di dispersione) numerica corrispondente al modello di suolo assegnato.



## 5. RISULTATI OTTENUTI

### 5.1 Valore di Vs equivalente

I dati acquisiti sono stati elaborati ottenendo una curva di dispersione sperimentale per le onde di Rayleigh, invertendo la quale, secondo un processo iterativo di minimizzazione ai minimi quadrati, si è ottenuto un profilo di velocità delle onde di taglio nel sottosuolo.

La curva di dispersione utilizzata per il processo di inversione è quella che consente di ottenere il miglior fitting con i dati sperimentali elaborando i dati relativi agli shot effettuati.

In tabella vengono riportati i valori di  $V_{s_{eq}}$  e la categoria di sottosuolo per ogni stendimento eseguito:

MASW	VALORE $V_{s_{eq}}$ [m/s]	Categoria di sottosuolo
M1	241	C
M2	235	C
M3	346	C

**CATEGORIA SI SOTTOSUOLO C:** Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.

Chieri, 02 agosto 2019

il tecnico incaricato:

geol. Fabrizio Gola

**GOLA X SCALBI**  
 GEOLOGICAL GROUP

collaborazione:


**IGS GEOGNOSTIC SNC**  
 INDAGINI GEOGNOSTICHE

dott. Fabrizio Laudati

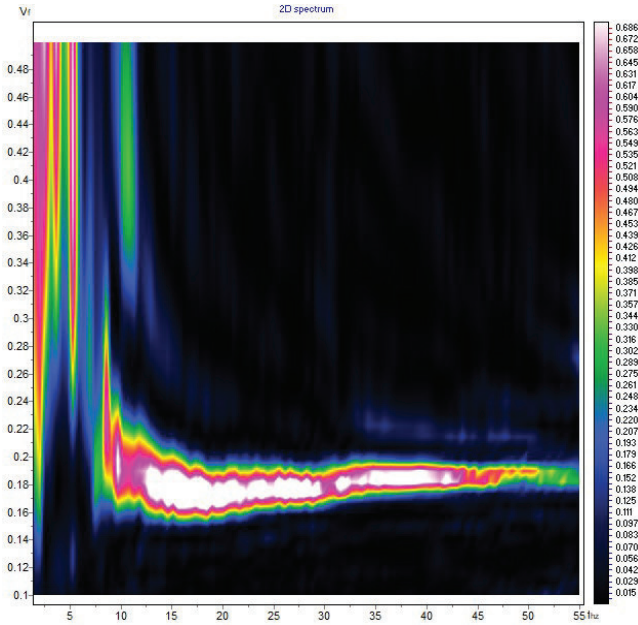


## ALLEGATI

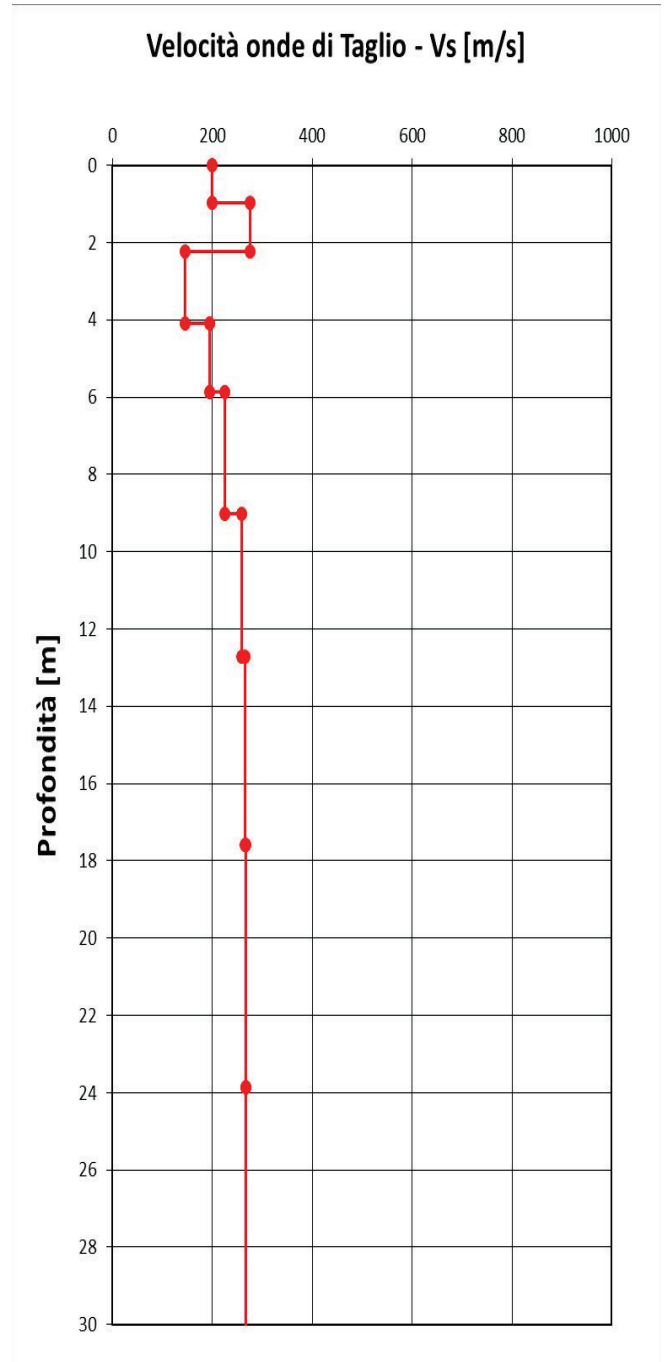
- Grafico Vr-f
- Curva di dispersione
- Profilo Vs-profondità

# MASW M1

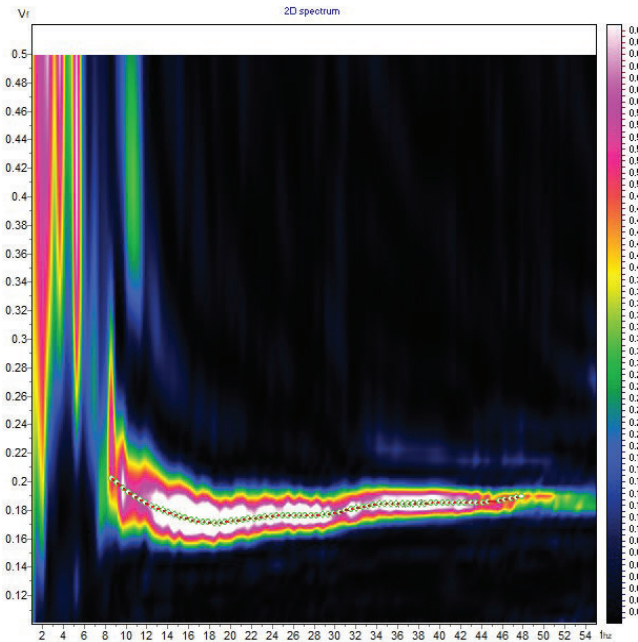
GRAFICO Vr -f



PROFILO Vs - profondità

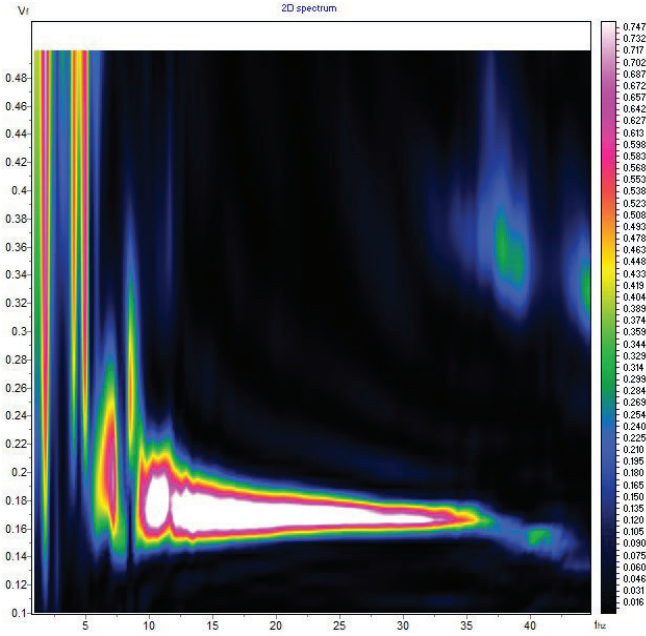


CURVA DI DISPERSIONE

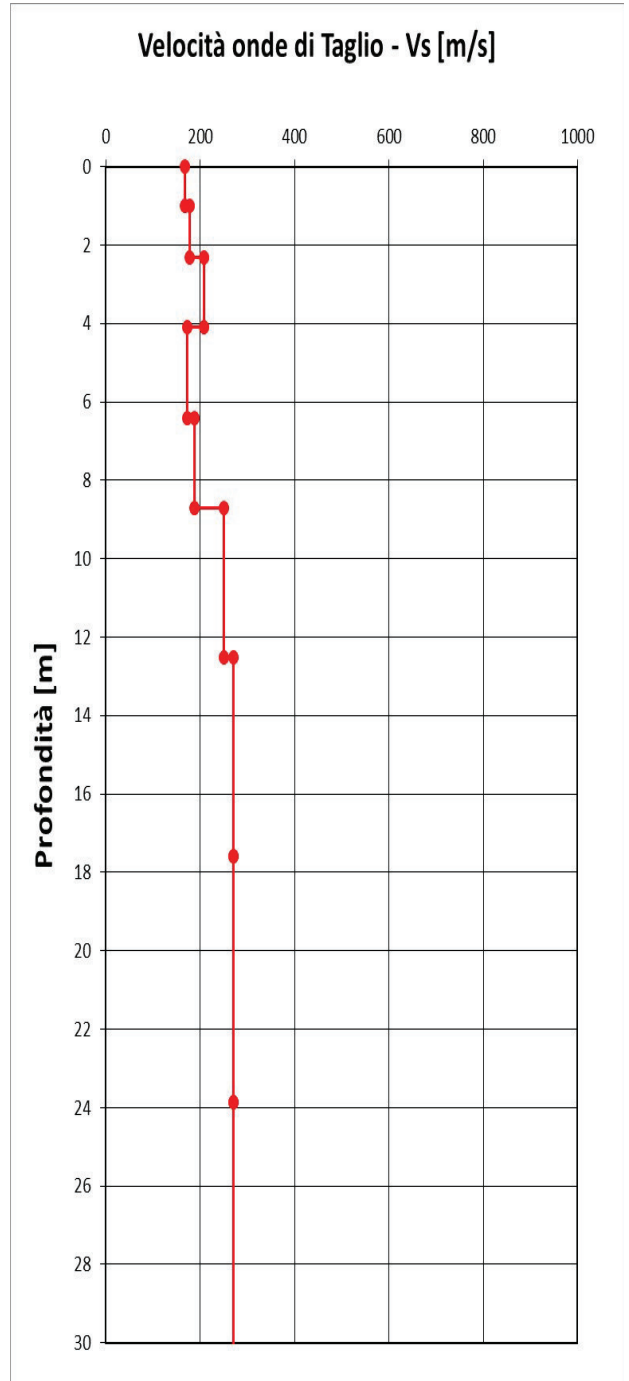


# MASW M2

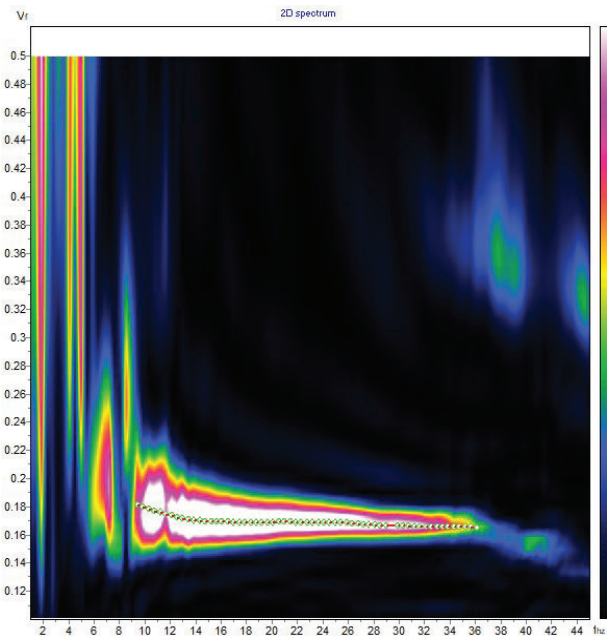
GRAFICO Vr -f



PROFILO Vs - profondità

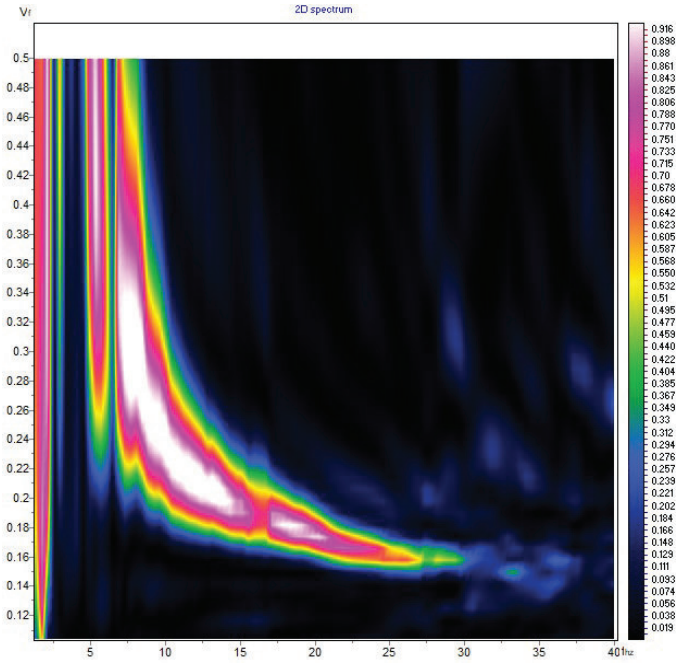


CURVA DI DISPERSIONE

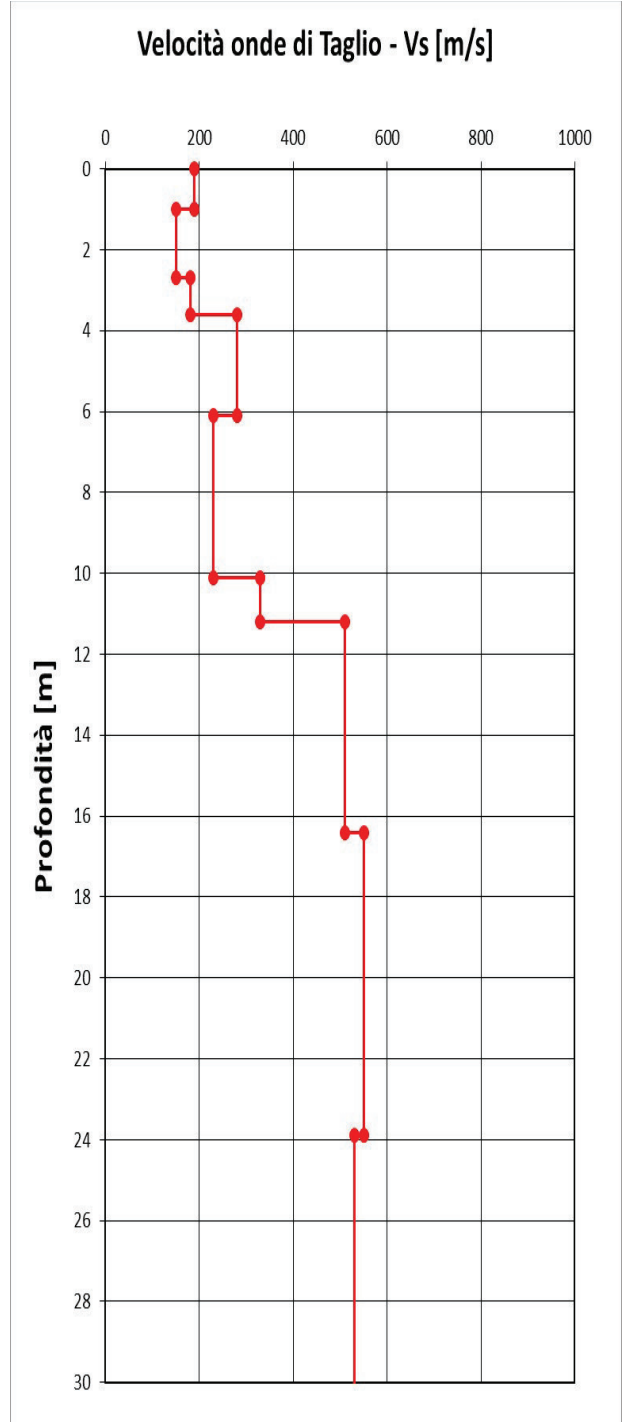


# MASW M3

GRAFICO Vr -f



PROFILO Vs - profondità



CURVA DI DISPERSIONE

