

## PROVINCIA DI RAVENNA

### COMUNE DI MASSA LOMBARDA

"INDAGINE GEOGNOSTICA SUL TERRENO DI FONDAZIONE DEL PROGETTO  
DELLE OPERE DI RIQUALIFICAZIONE VIABILITA' E PARCHEGGIO IN  
PROSSIMITA' DEGLI IMPIANTI SPORTIVI DI VIA FORNACE DI SOPRA E  
REALIZZAZIONE DI N°2 CAMPI TENNIS COPERTI"cup: E55I16000040002  
foglio:35 mappale 90"

### RELAZIONE GEOLOGICA-TECNICA

(CON PARAMETRIZZAZIONE GEOTECNICA)

COMMITTENTE:



COMUNE DI MASSA LOMBARDA

AREA TECNICA

PIAZZA MATTEOTTI, 16

48024 MASSA LOMBARDA

REDATTO:

*Dott. Geol. Oberdan Drapelli*

N°938 ORDINE DEI GEOLOGI DELL'EMILIA ROMAGNA

REV.	0	EMISSIONE FEBBRAIO 2017		
	1			

**DRAPPELLI DR. OBERDAN –GEOLOGO–**  
**STUDIO DI GEOLOGIA TECNICA ED AMBIENTALE**  
48100 RAVENNA, VIA CERCHIO, 57  
CELL. 338 8439633  
E-MAIL [oberdandrapelli@alice.it](mailto:oberdandrapelli@alice.it)  
C.F. DRP BDN 68T22 H199Z P.IVA 01442260392

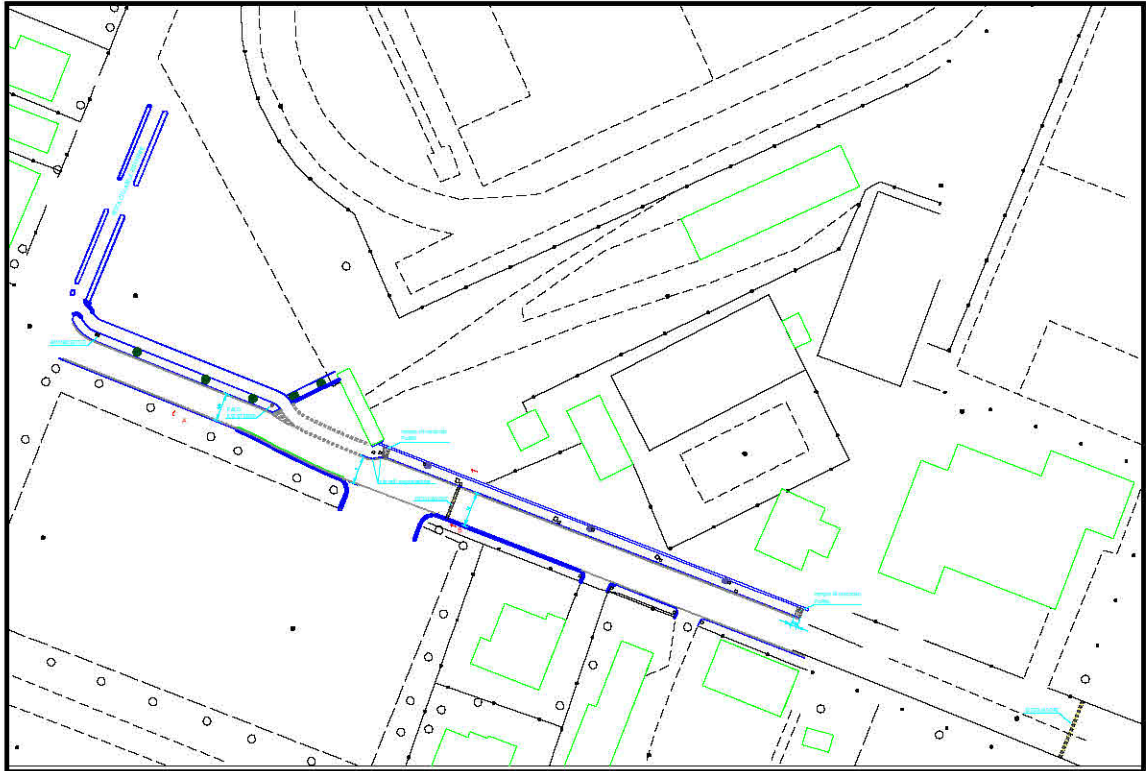
**INDICE:**

1: GENERALITA' .....	2
2: MODELLO GEOLOGICO.....	3
2.1: SINTEMA EMILIANO ROMAGNOLO .....	5
2.2: SINTEMA EMILIANO ROMAGNOLO .....	5
3: INDAGINI ESEGUITE SUL TERRENO.....	7
3.1: STRATIGRAFIA DEL SOTTOSUOLO.....	9
4: MODLLO GEOTECNICO.....	9
4.1: CARATTERIZZAZIONE FISICO-MECCANICA DEI TERRENI E MODELLO GEOTECNICO DEL SOTTOSUOLO.....	9
4.2: VERIFICA DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI .....	10
4.3: SCELTA DELL'APPROCCIO DI PROGETTO.....	11
4.4: DETERMINAZIONE DEL VALORE DI PROGETTO DELLE AZIONI "ED" .....	12
5.4. STATO LIMITE ULTIMO-STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLU-SLE).....	13
6: PREVISIONE DEGLI ASSESTAMENTI.....	16
7: SISMICITA' DELL'AREA .....	16
7.1. STIMA DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE .....	19
8: CONCLUSIONI .....	22

## 1: GENERALITA'

La presente relazione, a corredo degli adempimenti amministrativi, viene redatta per il progetto di realizzazione di opere di riqualificazione viabilità e parcheggio in prossimità degli impianti sportivi di via Fornace di Sopra e realizzazione di due campi da tennis coperti. Il presente studio inteso a verificare l'idoneità dell'area da un punto di vista geologico agli usi proposti, è basato sull'analisi estesa ad un adeguato intorno degli aspetti geomorfologici, litologici, e idrologici in modo da caratterizzare l'area nel suo insieme in quanto rivestono particolare importanza ai fini della futura edificazione. Una volta definiti gli obiettivi dell'indagine, si è proceduto alla raccolta dei dati esistenti in bibliografia ed ai sopralluoghi di campagna. Per meglio caratterizzare la natura dei terreni si sono realizzate n° 2 prove penetrometriche statiche eseguite con punta meccanica (cpt) spinte fino alla profondità di -15.00 m ciascuna in modo da acquisire i parametri litologici e geotecnici necessari a verificare l'edificabilità di massima. Inoltre per determinare il parametro Vs 30 si è eseguita una indagine geofisica mediante tromino digitale. Tale indagine è stata realizzata dallo studio del dott. Geol Strocchi Stefano.





## 2: MODELLO GEOLOGICO

Questo territorio della pianura, dista circa 30 chilometri dal margine collinare, dove affiorano le successioni sedimentarie marine che nella zona di Lugo si trovano a grandissima profondità (circa un migliaio di metri) sotto la superficie topografica. Dalla parte opposta troviamo il mare ad una distanza di circa 20-25 chilometri, dall'attuale linea di costa. Nel sottosuolo i sedimenti Pliocenici e Quaternari ricoprono un substrato di età Miocenica, il quale risulta essere fortemente ripiegato e tettonizzato con strutture e successioni stratigrafiche molto simili a quelle rinvenibili nell'Appennino; il territorio comunale a tal proposito è situato sul fianco SO della "sinclinale romagnola", la quale è delimitata a SO dalla sinclinale di Cotignola e a NE dalla sinclinale di Alfonsine-Ravenna. Il substrato Miocenico è caratterizzato da una successione di pieghe anticlinali e sinclinali con vergenza NE ed andamento appenninico; è situato a profondità crescenti da un minimo di 1500 m ad un massimo di 4000 m. Al substrato miocenico si sovrappongono in giacitura trasgressiva e discordante le argille del Pliocene inferiore con intercalati frequenti livelli di sabbia. Questi terreni hanno spessore molto variabile essendo ridotti od addirittura mancanti al culmine delle anticlinali, mentre sono di spessore notevole nelle sinclinali. Ciò è conseguenza sia di emersione ed erosione nelle

zone di anticlinale alla fine del Miocene e nel Pliocene inferiore, sia della subsidenza differenziata fra zone di anticlinali e di sinclinali. Gli strati del Pliocene inferiore sono ed interessati da fenomeni disgiuntivi simili a quelli che interessano il substrato miocenico, ma di minore intensità. Le formazioni più recenti, a partire dal Pliocene medio superiore, sono caratterizzate da deformazioni meno intense. I sedimenti del Pliocene medio superiore (argille marnose con intercalazioni di sabbie) sono trasgressivi sul Pliocene inferiore; lo spessore di questi sedimenti è condizionato dalla tettonica con uno spessore modesto (circa 100 m) sulle anticlinali ed uno spessore più rilevante nelle sinclinali (anche e oltre 1000 m).. L'influenza della tettonica si riduce e si attenua nel Quaternario; ai sedimenti del Pliocene superiore seguono con una certa continuità di sedimentazione le argille e argille limoso sabbiose tipiche del Calabriano, a sua volta seguite da sedimenti di ambiente marino litorale e salmastro consistenti in intercalazione di sabbie e di argille con banchi ricchi di macrofossili attribuibili al periodo post Calabriano (Emiliano, Siciliano e Milazziano). Seguono terreni prevalentemente di ambiente continentale (alluvioni argilloso limose con lenti sabbioso limose) a cui si intercalano livelli marini con depositi di ambiente litorale (sabbie di spiaggia e duna) legate alle fasi interglaciali pleistoceniche, terminate le quali ha inizio il depositarsi di sedimenti continentali depositate durante la glaciazione Wurmiana. Il territorio del Comune, è stato raggiunto dal mare durante la trasgressione dell'Olocene; la linea di massima avanzata del mare, databile a circa 5000 anni fa, coincide circa con la S.S16 Adriatica che collega Ravenna a Ferrara. I sedimenti Olocenici nel territorio, sono rappresentati superficialmente da alluvioni argilloso limose con lenti sabbioso limose a cui si intercalano episodi lagunari argilloso limosi molli (circa normalconsolidati), a cui seguono strati sabbiosi, che rappresentano depositi di spiaggia o duna, alternati a livelli argilloso limosi molli fino a oltre i 20 metri di profondità. Nell'area in esame le quote rispetto al livello medio del mare, sono di circa 4-5 metri più alti rispetto a questo livello (dati dedotti dalla ctr). Il livello della falda nella zona è superficiale ed in certi periodi dell'anno può essere prossimo alla superficie topografica.

---

## 2.1: SINTEMA EMILIANO ROMAGNOLO

Sintema Emiliano-Romagnolo Superiore (AES) costituisce la porzione superiore del Supersintema Emiliano-Romagnolo. Nel Foglio 222 comprende tutti i depositi continentali affioranti che sono stati attraversati solo parzialmente dal sondaggio 222-S2 (Appendice 1), mentre sono stati attraversati per intero da due sondaggi del Foglio meridionale (239-S1 e 239-S10). In affioramento AES è costituito da depositi di pianura alluvionale ed, in parte, di piana deltizia. Nel sottosuolo sono più abbondanti i depositi di piana costiera. Il limite inferiore del sintema non affiora nel Foglio 222: nei Fogli immediatamente a sud è dato da un contatto erosivo e fortemente discordante sui depositi marini mio-pliocenici dell'Appennino e su IMO e corrisponde a quello dell'intero supersintema. Nel sottosuolo il limite inferiore è chiaramente espresso nel settore meridionale dove è dato da un contatto erosivo e discordante delle ghiaie di conoide alluvionale (AES) su depositi limosi, sabbiosi e sabbioso-ghiaiosi fluviali e fluvio-deltizi (AEI; si veda in particolare Fig. 18). Verso NE tale limite si fa via via meno marcato da un punto di vista litologico, poiché mette a contatto i depositi fluvio-deltizi padani di AES con quelli di AEI ed è riconoscibile solo come superficie di avanzamento verso NE a scala regionale dei sistemi deposizionali più prossimali. Il limite superiore corrisponde all'attuale superficie topografica. La ciclicità sedimentaria.

## 2.2: SINTEMA EMILIANO ROMAGNOLO

Tutti i depositi quaternari affioranti nel Foglio 222 sono stati attribuiti a questo subsintema. Esso è attraversato per intero dalla gran parte delle indagini geognostiche della banca dati geologici (Figg. 9 e 13) trattandosi dell'unità affiorante e di spessore inferiore ad una trentina di metri, ed è pertanto l'unità meglio caratterizzata fra i depositi quaternari della pianura, per quanto riguarda sia la superficie sia il sottosuolo. La continuità fisica dei suoi depositi e delle superfici che la definiscono lungo tutta la pianura emiliano-romagnola orientale, la posizione stratigrafica e l'età hanno consentito di correlare questa unità con quella affiorante nell'area tipo (CARTA GEOLOGICA D'ITALIA in scala 1:50.000, Foglio 223 Ravenna, 2002). Nei settori intravallivi ed allo sbocco delle valli dei Fogli immediatamente a sud del Foglio 222 (es. Foglio 239) AES8 è dato da depositi fluviali organizzati in vari ordini di terrazzo, costituiti da ghiaie di canale fluviale ricoperte da traci-mazioni fluviali argillose, limose e sabbiose, variamente

pedogenizzate. Questi depositi passano, nel settore di pianura alluvionale del Foglio 222, ad argille, limi ed alternanze limoso-sabbiose di tracimazione fluviale (piana inon-dabile, argine, rotta, ecc.) che dominano quasi tutta l'area in esame. Nel margine NE del Foglio questi depositi alluvionali passano ai depositi limoso-sabbiosi ed argillosi più meridionali dell'apparato deltizio del fiume Po. Il tetto del subsistema, che coincide con il piano topografico, presenta suoli con diverso grado di alterazione, i cui orizzonti superiori variano da non calcarei a calcarei. I suoli non calcarei e scarsamente calcarei, affiorano prevalentemente nel margine meridionale del Foglio. Essi hanno, al tetto, colore bruno scuro e bruno scuro giallastro (Hue 10YR-2.5Y, Value 3-5, Chroma 2-4) ed uno spessore degli orizzonti decarbonatati da 0,5 ad 1 m. Al di sotto dell'orizzonte decarbonatato si sviluppano orizzonti ad accumulo di carbonato di calcio sotto forma di concrezioni o concentrazioni soffici (profilo A-Bw-Bk: Inceptisuolo).

Sulla base di quanto detto si possono riassumere i 2 principali elementi caratterizzanti AES8 in tutta l'area del Foglio:

1) il limite inferiore è ben definito come contrasto di facies nel settore di alta pianura dove i primi depositi di AES8 sono caratterizzati da facies di piana alluvionale non drenata e palude e poggiano direttamente sui depositi di conoide alluvionale di AES7 e nel settore di pianura costiera dove i primi depositi di AES8 sono costituiti da depositi lagunari e marini e poggiano sui depositi fluviali di AES7. Nella porzione intermedia (settore centrale della pianura) il limite è espresso in modo meno marcato, non corrisponde ad un netto cambio di ambiente, ed è riconoscibile solo per una generale tendenza al prevalere dei depositi fini di piana non drenata e palude sui depositi relativamente più grossolani di piana alluvionale sottostanti.

2) La porzione basale di AES8 è caratterizzata dalla frequente presenza di sedimenti ricchi di sostanza organica palustri e/o lagunari di natura trasgressiva che si accompagnano ad una generale disattivazione dei sistemi fluviali del ciclo sottostante ed ad un generale spostamento verso monte dei sistemi deposizionali.

### 3: INDAGINI ESEGUITE SUL TERRENO

Per la realizzazione e la stesura della relazione si è reso opportuno eseguire n° 2 prove penetrometriche statiche eseguite con punta meccanica (cpt) spinte fino alla profondità di -15.00 m ciascuna in modo da acquisire i parametri litologici e geotecnici necessari a verificare l'edificabilità di massima; per realizzare le prove, effettuate nel piazzale, si è dovuto effettuare un preforo di sondaggio. Inoltre per determinare il parametro Vs 30 si è eseguita una indagine geofisica al tromino digitale. Tale indagine è stata realizzata dallo studio del dott. Geol Strocchi Stefano. La prova penetrometrica statica CPT (di tipo meccanico) consiste essenzialmente nella misura della resistenza alla penetrazione di una punta meccanica di dimensioni e caratteristiche standardizzate, infissa nel terreno a velocità costante ( $v = 2 \text{ cm / sec} \pm 0,5 \text{ cm / sec}$ ). La penetrazione viene effettuata tramite un dispositivo di spinta (martinetto idraulico), opportunamente ancorato al suolo con coppie di coclee ad infissione, che agisce su una batteria doppia di aste (aste coassiali esterne cave e interne piene), alla cui estremità è collegata la punta. Lo sforzo necessario per l'infissione è misurato per mezzo di manometri, collegati al martinetto mediante una testa di misura idraulica. La punta conica (del tipo telescopico) è dotata di un manicotto sovrastante, per la misura dell'attrito laterale (punta / manicotto tipo "Begemann").

Le dimensioni della punta / manicotto sono standardizzate, e precisamente:

- diametro di base del cono ..... $\varnothing$  = 35,7 mm
- area di punta conica ..... $A_p$  = 10 cm<sup>2</sup>
- angolo di apertura del cono..... $\alpha$  = 60 °
- superficie laterale del manicotto..... $A_m$  = 150 cm<sup>2</sup>

Sulla batteria di aste esterne può essere installato un anello allargatore per diminuire l'attrito sulle aste, facilitandone l'infissione.

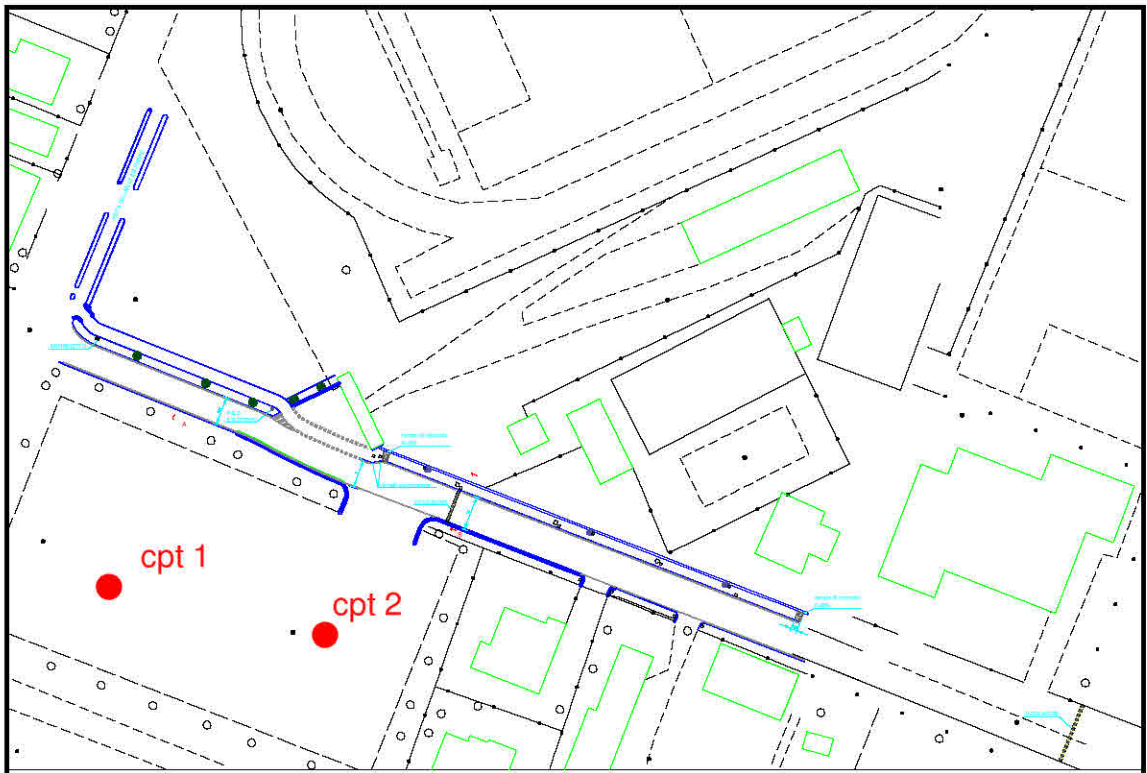
Nei diagrammi e tabelle allegati sono riportati i seguenti valori di resistenza (rilevati dalle letture dei manometri, durante l'infissione dello strumento):

- **qc** (kg/cm<sup>2</sup>) = resistenza alla punta (conica)
- **fs** (kg/cm<sup>2</sup>) = resistenza laterale (manicotto)

-  $R_t$  (kg) = resistenza totale (aste esterne)

Oltre all' elaborazione dei **valori di resistenza** del sottosuolo, vengono fornite utili informazioni per il riconoscimento di massima dei terreni attraversati, in base al rapporto  $Q_c / F_s$  fra la resistenza alla punta e la resistenza laterale del penetrometro ( Begemann 1965 - Raccomandazioni A.G.I. 1977 ), ovvero in base ai valori di  $Q_c$  e del rapporto  $FR = (F_s / Q_c) \%$  (Esperienze di Schmertmann 1978).

Il livello della falda è variabile e si attesta ad una profondità di circa -2.30 m ed è soggetto a variazioni stagionali. I diagrammi delle prove eseguite, la relazione sismica e l'ubicazione sono in calce allegate.



### 3.1: STRATIGRAFIA DEL SOTTOSUOLO

Le prove penetrometriche eseguite nell'area in esame, sono risultate sostanzialmente omogenee e la stratigrafia ad esse correlata, viene di seguito riportata.

1. 0.00 m a – 0.60 m circa: PREFORO DI SONDAGGIO.
2. 0.60 m a – 2.80 m circa: ARGILLA LIMOSA E LIMO ARGILLOSO.
3. -2.80 m a – 4.60 m circa: ARGILLA LIMOSA CON VENE DI LIMO SABBIOSO.
4. 4.60 m a – 7.00 m circa: LIMO ARGILLOSO MEDIO MOLLE.
5. -7.00 m a -12.00 m circa: ARGILLA DEBOLMENTE LIMOSA COMPATTA.
6. -12.00 m a – 15.00 m circa: ARGILLA LIMOSA

## 4: MODLLO GEOTECNICO

### 4.1: CARATTERIZZAZIONE FISICO-MECCANICA DEI TERRENI E MODELLO GEOTECNICO DEL SOTTOSUOLO

Sono stati calcolati i valori caratteristici  $X_k$  dei parametri del terreno, acquisiti attraverso le indagini geognostiche e alle conoscenze dell'area in esame. I valori caratteristici  $X_k$  si definiscono calcolando il 5° percentile della distribuzione media della serie di dati ottenuti dalle prove CPT. Tale stima cautelativa indica un valore al di sotto del quale ci si può attendere che si collochi non più del 5% dei risultati ottenibili da una serie illimitata di prove, ossia al di sopra del quale troviamo il 95% dei valori della distribuzione media della serie di dati (coesione non drenata  $C_u$  e angolo d'attrito  $\phi$ ).

Successivamente applicando il fattore riduttivo  $\gamma_M$ , sono stati calcolati i valori di progetto della resistenza del terreno  $X_d$ .

I valori caratteristici sono:

- la coesione non drenata  $C_{uk}$  (per i terreni di natura coesiva)
- l'angolo di attrito interno efficace (per i terreni di natura granulare)  $\phi_k$

mentre i corrispondenti valori di progetto sono:

- la coesione non drenata  $C_{ud}$  (per i terreni di natura coesiva)
- l'angolo di attrito interno efficace (per i terreni di natura granulare)  $\phi_d$

**MODELLO GEOTECNICO E VALORI DEI PARAMETRI GEOTECNICI**

Di seguito è riportato il modello stratigrafico ed i valori caratteristici dei litotecnici individuati.

Prof.da m a m.	qc	qc/fs	$\gamma(t/mc)$	$\gamma(t/mc)$	$\phi_m$	$\phi_k$	Cum (kpa)	Cuk (kpa)	Ed Kg/cmq	Ey Kg/cmq	Ni
0.60-2.80	12.20	23.02	1.90	1.94	23	21	60	55	76	45	0.40
2.80-4.60	19.25	24.21	1.92	1.95	27	25	80	78	90	52	0.35
4.60-7.00	6.90	19.32	1.80	1.86	16	14	30	25	44	45	0.40
7.00-12.00	29	20.36	1.95	2.00	26	24	77	70	95	45	0.40
12.00-15.00	12.36	21.36	1.90	1.93	23	21	55	50	72	45	0.40

Dove:

- qc = Resistenza alla punta misurata con il penetrometro (kg/cmq)
- qc/fs = Rapporto resistenza alla punta e resistenza all'attrito laterale locale
- $\gamma$  o  $\gamma'$  = Peso specifico secco e saturo (t/mc)
- cum = coesione non drenata media
- $\phi_m$  = Angolo di attrito interno (°) medio
- Ed = Modulo edometrico (caratteristico)
- cuk = coesione non drenata caratteristica
- $\phi_k$  = Angolo di attrito interno (°) caratteristico
- Ni = Coeff di Poisson

In questa fase si danno indicazioni in riferimento a quanto descritto nel D.M. del 14.01.2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni" e successive modifiche all'approccio 1 combinazione 2. in questo caso si fornisce il fattore di sicurezza (o fattore riduttivo)  $\gamma_M$  utilizzato nei calcoli è quello relativo all'approccio 1 combinazione 2 ( in questa quindi si usano i valori della colonna (M2)):

$\gamma_{\phi'} = 1,25$  per i terreni granulari e  $\gamma_{cu} = 1,4$  per i terreni coesivi

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

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

limite di esercizio (SLE), devono essere effettuate secondo le procedure illustrate nel D.M. del 14.01.2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni" e successive modifiche. Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq R_d$$

dove  $E_d$  è il valore di progetto dell'effetto delle azioni, mentre  $R_d$  è il valore di progetto della resistenza del terreno o del sistema geotecnico.

Il valore  $E_d$  si ricava dalla funzione

$$E_d = E \left[ \gamma_F \cdot F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \quad \text{ovvero} \quad E_d = \gamma_E \cdot E \left[ F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

dove:

$E_k$  = valore caratteristico dell'azione

$F_k$  = azione caratteristica di progetto

$X_k$  = parametro geotecnico caratteristico di progetto

$a_d$  = geometria di progetto

$\gamma_F$  = coefficiente parziale per le azioni

$\gamma_E$  = coefficiente parziale per l'effetto delle azioni

$\gamma_M$  = coefficiente parziale per il parametro geotecnico (coeff. di sicurezza)

Effetto delle azioni e resistenza 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  $a_d$ . L'effetto delle azioni può anche essere valutato direttamente come  $E_d = E_k \cdot \gamma_E$ .

Il valore  $R_d$  si ricava dalla funzione

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[ \gamma_F \cdot F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

Nella formulazione della resistenza  $R_d$ , compare esplicitamente un coefficiente  $\gamma_R$  che opera direttamente sulla resistenza del sistema.

### 4.3: SCELTA DELL'APPROCCIO DI PROGETTO

La verifica della suddetta condizione  $E_d \leq R_d$  deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3). I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi. Nel primo approccio progettuale (Approccio 1) sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti: la prima combinazione è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a

contatto con il terreno, mentre la seconda combinazione è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico.

Nella scelta dell'approccio di progetto bisogna tener conto che le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite (SLU di tipo geotecnico):

- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno
- collasso per scorrimento sul piano di posa
- stabilità globale

**Tabella 6.4.I** (dell' NTC 2008) - *Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli SLU di fondazioni superficiali.*

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

#### 4.4: DETERMINAZIONE DEL VALORE DI PROGETTO DELLE AZIONI "ED"

Il comune di MASSA LOMBARDA ricade in Zona 2, ai sensi del OPCM 3274 del 20 marzo 2003 e successive variazioni, quindi la combinazione delle azioni da impiegare per la verifica agli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E è la seguente (v. § 2.5.3 dell' NTC 2008):

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \text{ (v. § 2.5.5 dell' NTC 2008)}$$

Dove:

- E sono le azioni derivanti da terremoti;
- G sono le azioni permanenti quali il peso proprio degli elementi strutturali e non, eventuali forze indotte dal terreno e forze risultanti dalla pressione dell'acqua;
- P è la pretensione o precompressione (se permanenti)
- Q azioni variabili nel tempo
- $\psi$  rappresenta la durata percentuale relativa ai livelli di intensità dell'azione variabile (quasi permanente, frequente, raro).

Quanto detto fin ora dovrà essere usato per il calcolo e la verifica dello stato limite ultimo ed applicato ai valori di Ed fornito dal progettista assieme agli altri fattori riferiti

alla struttura vera e propria (carichi tipo di fondazione ecc.) e decidendo quale tipo di approccio si intende intraprendere.

#### 5.4. STATO LIMITE ULTIMO-STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLU-SLE)

A titolo di primo orientamento si danno indicazioni sulla verifica allo stato limite ultimo in modo da avere orientamenti pratici utili per la progettazione. Per la determinazione della Rd si utilizza la formula di Formula Brich-Hansen (EC 7 – EC 8). Affinché una fondazione possa resistere il carico di progetto con sicurezza nei riguardi della rottura generale, per tutte le combinazioni di carico relative allo SLU (stato limite ultimo), deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:  $E_d \leq R_d$

Dove  $E_d$  è il carico di progetto allo SLU, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso della fondazione stessa; mentre  $R_d$  è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati o eccentrici. Nella valutazione analitica del carico limite di progetto  $R_d$  si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine nei terreni a grana fine.

#### IL CARICO LIMITE IN CONDIZIONI NON DRENATE E' CALCOLATO COME SEGUE:

Il carico limite di progetto in condizioni non drenate si calcola come:

$$R/A' = (2 + \pi) c_u s_c i_c + q$$

Dove:

$A' = B' L'$  area della fondazione efficace di progetto, intesa, in caso di carico eccentrico, come l'area ridotta al cui centro viene applicata la risultante del carico.

$c_u$  Coesione non drenata.

$q$  pressione litostatica totale sul piano di posa.

$s_c$  Fattore di forma

$s_c = 1 + 0,2 (B'/L')$  per fondazioni rettangolari

$s_c = 1,2$  Per fondazioni quadrate o circolari.

$i_c$  Fattore correttivo per l'inclinazione del carico dovuta ad un carico H.

$$i_c = 0,5 \left( 1 + \sqrt{1 - H/A'c_u} \right)$$

### Fattori di forma

$s_q = 1 + (B'/L') \cdot \text{sen} \phi'$  per forma rettangolare

$s_q = 1 + \text{sen} \phi'$  per forma quadrata o circolare

$s_\gamma = 1 - 0,3(B'/L')$  per forma rettangolare

$s_\gamma = 0,7$  per forma quadrata o circolare

$s_c = (s_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$  per forma rettangolare, quadrata o circolare.

Il calcolo della stato limite ultimo viene effettuato sia in condizioni statiche (senza sisma) sia in condizioni dinamiche (con sisma)

Per modificare quanto sopra descritto con i parametri sismici, occorre inserire nella forma precedente i fattori correttivi .

### FATTORI CORRETTIVI SISMICI

Per tener conto degli effetti inerziali indotti dal sisma sulla determinazione del qlim vengono introdotti i fattori correttivi z:

$$z_q = \left( 1 - \frac{k_o}{\text{tg} \phi} \right)^{0,35}$$

$$z_c = 1 - 0,32 \cdot k_o$$

$$z_\gamma = z_q$$

Dove  $k_o$  è il coefficiente sismico orizzontale.

Calcolo coefficienti sismici

Le NTC 2008 calcolano i coefficienti  $k_o$  e  $k_v$  in dipendenza di vari fattori:

$$k_o = a_{max}/g$$

$$k_v = \pm 0,5 \times k_h$$

Dove:

$a_{max}$  accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

$g$  accelerazione di gravità.

Tutti i fattori presenti nelle precedenti formule dipendono dall'accelerazione massima attesa sul sito di riferimento rigido e dalle caratteristiche geomorfologiche del territorio.

$a_{max} = S S S T a_g$

SS (effetto di amplificazione stratigrafica):  $0.90 \leq S_s \leq 1.80$ ; è funzione di  $F_0$  (Fattore massimo di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e della categoria di suolo (A, B, C, D, E).

ST (effetto di amplificazione topografica) per fondazioni in prossimità di pendii.

Il valore di ST varia con il variare delle quattro categorie topografiche introdotte:

T1 (ST = 1.0)    T2 (ST = 1.20)                    T3(ST = 1.20)                    T4(ST = 1.40).

Questi valori sono calcolati come funzione del punto in cui si trova il sito oggetto di analisi. Il parametro di entrata per il calcolo è il tempo di ritorno dell'evento sismico che è valutato come segue:

$$T_R = -VR / \ln(1 - PVR)$$

Con VR vita di riferimento della costruzione e PVR probabilità di superamento, nella vita di riferimento, associata allo stato limite considerato. La vita di riferimento dipende dalla vita nominale della costruzione e dalla classe d'uso della costruzione (in linea con quanto previsto al punto 2.4.3 delle NTC). In ogni caso VR dovrà essere maggiore o uguale a 35 anni.

Si è fatto il calcolo ipotizzando una fondazione su platea impostata alla profondità di circa -0.60 dal piano di esecuzione delle prove penetrometriche. Questo livello è bene raggiungerlo nei primi 0.60 m è presente terreno di riporto.

## 1: CONDIZIONI STATICHE/DINAMICHE

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)

Pressione limite  $2.89 \text{ Kg/cm}^2$

### COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler  $1.87 \text{ Kg/cm}^3$

(si ricorda che questi valori vanno divisi per il coefficiente parziale  $R_3$  che per l'approccio 2 vale 2.3 come indicato Tabella 6.4.I (dell' NTC 2008)

## 6: PREVISIONE DEGLI ASSESTAMENTI

Si assumono come sovraccarichi applicati al terreno i valori di pressione ammissibile media sopra calcolati. Definendo i seguenti parametri [ $\Delta P_n$  = incremento di carico dello strato n;  $mv_n$  = indice di compressibilità volumetrica dello strato n, dedotto da correlazioni empiriche con  $R_p$  (resistenza alla punta misurata con il penetrometro), dedotte da tabella ;  $H_n$  = spessore dello strato n;  $\Delta S_n$  = cedimento dello strato n;  $S_{TOT}$  = cedimento totale] ed applicandoli alla formula  $\Delta S_n = \Delta P_n \times mv \times H_n$  si sono ottenuti i seguenti cedimenti.

TERRENI COESIVI		TORBOSI MOLTO COMPRIMIBILI		TERRENI GRANULARI	
Rp(kg/cm <sup>2</sup> )	$\alpha = M_o/R_p$	umidità W %	$\alpha = M_o/R_p$	Rp(kg/cm <sup>2</sup> )	$\alpha = M_o/R_p$
≤5	5.0	≤ %05	3.0	≤5	3
10	4.0	100%	1.5	100	3
15	3.3	200%	1.0	200	3

Applicando come sovraccarico al terreno di appoggio una fondazione su platea, impostata a -0.60 m che scarica una **pressione di esercizio** (secondo SLE) media di circa 0.60 kg/cm<sup>2</sup> si sono ottenuti i seguenti cedimenti.

**$S_{TOT}=4.01$  cm.**

## 7: SISMICITA' DELL'AREA

La sismicità dell'area di costruzione viene regolata dal Decreto ministeriale 14 settembre 2005, recante "Norme tecniche per le costruzioni" – di seguito denominato "Decreto ministeriale" – entra in vigore il 23 ottobre 2005, trenta giorni dopo la sua pubblicazione nella Gazzetta Ufficiale, avvenuta il giorno 23 settembre 2005.2. Il Decreto ministeriale detta la normativa tecnica nazionale per le costruzioni, di cui all'art. 54 del D.Lgs. n. 112/1998 e alle altre leggi citate nell'art. 1 dello stesso Decreto ministeriale. Questa prima classificazione costituiva il riferimento necessario per l'applicazione della normativa tecnica prevista dalla medesima Ordinanza. Quindi anche il comune di MASSA LOMBARDA è entrato a far parte delle aree definite a "rischio sismico" e inserita in zona 2; la nuova classificazione sismica mette il territorio del comune di MASSA LOMBARDA in zona sismica 2 con accelerazione pari a **0.25 g secondo la normativa nazionale.**

Per quanto riguarda la categoria del suolo di fondazione, secondo la nuova normativa di legge, e in assenza di indagini profonde, il sottosuolo presenta caratteristiche tipiche della categoria "C" aventi una VS30 compresa tra 180 m/sec e 360 m/sec che corrisponde ad un valore di  $N_{spt} < 50$   $c_u < 250$  kPa

Questo valore viene calcolato mediante la restituzione dell'indagine geofisica effettuate nei pressi del lotto in esame che ha dato un valore di Vs30 di circa 189 m/sec.

#### Parametri sismici

Sito in esame.

latitudine: 44,4444073308902  
 longitudine: 11,8207260972621  
 Classe: 2  
 Vita nominale: 50

#### Siti di riferimento

Sito 1	ID: 17181	Lat: 44,4230	Lon: 11,8107	Distanza: 2513,894
Sito 2	ID: 17182	Lat: 44,4240	Lon: 11,8806	Distanza: 5270,868
Sito 3	ID: 16960	Lat: 44,4739	Lon: 11,8793	Distanza: 5689,685
Sito 4	ID: 16959	Lat: 44,4730	Lon: 11,8093	Distanza: 3304,044

#### Parametri sismici

Categoria sottosuolo: C  
 Categoria topografica: T1  
 Periodo di riferimento: 50anni  
 Coefficiente  $c_u$ : 1  
 Operatività (SLO):  
 Probabilità di superamento: 81 %  
 Tr: 30 [anni]  
 ag: 0,056 g  
 Fo: 2,452  
 Tc\*: 0,260 [s]

Danno (SLD):

Probabilità di superamento: 63 %  
 Tr: 50 [anni]  
 ag: 0,071 g  
 Fo: 2,437  
 Tc\*: 0,273 [s]

Salvaguardia della vita (SLV):

Probabilità di superamento: 10 %  
 Tr: 475 [anni]  
 ag: 0,184 g  
 Fo: 2,410  
 Tc\*: 0,305 [s]

Prevenzione dal collasso (SLC):

Probabilità di superamento: 5 %  
 Tr: 975 [anni]  
 ag: 0,238 g  
 Fo: 2,425  
 Tc\*: 0,310 [s]

Coefficienti Sismici

SLO:

Ss: 1,500  
 Cc: 1,640  
 St: 1,000  
 Kh: 0,017  
 Kv: 0,008  
 Amax: 0,827  
 Beta: 0,200

SLD:

Ss: 1,500  
 Cc: 1,610  
 St: 1,000  
 Kh: 0,021

Kv: 0,011

Amax: 1,047

Beta: 0,200

SLV:

Ss: 1,430

Cc: 1,550

St: 1,000

Kh: 0,063

Kv: 0,031

Amax: 2,574

Beta: 0,240

SLC:

Ss: 1,350

Cc: 1,550

St: 1,000

Kh: 0,090

Kv: 0,045

Amax: 3,147

Beta: 0,280

Le coordinate espresse in questo file sono in ED50

[Geostru software - www.geostru.com](http://www.geostru.com).

## 7.1. STIMA DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE

Essendo gli strati sabbiosi saturi presenti nei primi 15/20 metri di profondità quelli potenzialmente liquefacibili, occorre valutare tale potenzialità di liquefazione per gli eventuali strati granulari di potenza superiore al metro, riscontrati nel corso della prova CPT. Per liquefazione di un terreno si intende il quasi totale annullamento della sua resistenza al taglio con l'assunzione del comportamento meccanico caratteristico dei liquidi. Dall'analisi dei fattori che predispongono un terreno alla liquefazione, tra i quali la granulometria, la profondità del livello potenzialmente liquefacibile, il grado di addensamento dei depositi, in linea generale si possono ritenere potenzialmente liquefacibili quei depositi sciolti costituiti da sabbie da fini a medie con contenuto in fine variabile dallo 0 al 25%, si trovano sotto falda, sono da poco a mediamente addensati e

si trovano a profondità relativamente basse (di solito inferiori a 15/20 metri). Per la presenza di depositi granulari/incoerenti con spessori > 1,00 m e saturi d'acqua, si ritiene necessario eseguire la verifica a liquefazione. Per la verifica a liquefazione si è utilizzata la procedura semplificata originariamente sviluppata da Seed & Idriss (1971), basata sulla correlazione della capacità di resistenza del terreno alla liquefazione CRR ed un parametro definito domanda di resistenza ciclica indotta dal sisma CSR. La valutazione della resistenza alla liquefazione CRR è stata eseguita sulla base dei valori di resistenza alla punta  $q_c$  ottenuti dalle prove penetrometriche statiche con punta meccanica CPT, opportunamente trasformati in N° colpi prova SPT attraverso la metodologia proposta da Jefferies & Davies (1993):

$$N_{SPT} = q_c / \{0,85[1-(I_c/4,75)]\}$$

dove  $q_c$  è espresso in MPa e  $I_c$  è l'indice di comportamento di terreno calcolato in accordo a Jefferies ( $2,05 < I_c < 2,60$  da sabbie limose a limi sabbiosi).

Il potenziale di liquefazione si ottiene eseguendo il calcolo del fattore di sicurezza FSL, definito dal rapporto CRR su CSR.

Il valore di CRR ottenuto si riferisce ad eventi sismici di magnitudo  $M$  pari a 7,5; diversi studi hanno permesso di definire un fattore di scala per la magnitudo sismica di riferimento, denominato MSF.

Nelle verifiche è stato adottato un fattore di scala modificato secondo il metodo NCEER (Seed R. B. et al; 1997, 2003)

In considerazione del fatto che nella Zona Sismogenetica 912 sono previsti, sulla base dei meccanismi focali, valori di massima magnitudo pari a  $M_{wmax} = 6,14$ , il valore di CRR sarà corretto mediante un fattore di correzione **MSF** pari a **1,67**. I risultati delle verifiche, nonché la determinazione dei valori di CRR e CSR, sono stati ottenuti attraverso l'utilizzo del software GEOLOGISMIKI.

Il fattore di sicurezza alla liquefazione FSL è pertanto ottenuto dalla relazione:

$$FSL = CRR \cdot MSF / CSR$$

Per il sito in esame l'accelerazione di picco massima  $a_{max}$  al piano campagna adottata, va ricavata dalla relazione  $a_{max} = (a_g \cdot S \cdot \gamma)$ , dove  $a_g$  rappresenta l'accelerazione massima di picco al bedrock,  $S$  il coefficiente di amplificazione dell'accelerazione sismica legata al sottosuolo (**Suolo D = 1,78**) e  $\gamma$  il coefficiente di importanza dell'edificio assunto pari a 1. Per il sito in esame l'accelerazione sismica di progetto ottenuta è pari a **0,165 g**.

La liquefazione è in relazione al fattore di sicurezza nel seguente modo:

- $FS_L > 1,25$                       **liquefazione assente**
- $1,0 < FS_L < 1,25$               **liquefazione possibile**
- $FS_L < 1,00$                       **liquefazione molto probabile**

E' necessario considerare che, secondo alcuni autori (Sherif-Ishibashi, 1978), occorre che i depositi siano costituiti da sabbie o sabbie limose con frazione fine inferiore al 25% che si trovino sotto il livello statico di falda e che siano sovrastati da livelli non liquefacibili con spessore inferiore a 3 metri. I valori dei fattori di sicurezza ottenuti dalle verifiche, comunque superiori all'unità, uniti alla presenza di depositi coesivi dello spessore di almeno 10 metri al di sopra degli strati sabbiosi potenzialmente liquefacibili portano a concludere che i rischi in tal senso nell'area interessata dall'intervento edilizio si possono considerare estremamente ridotti. Si segnala comunque che, nel caso specifico, alcuni livelli degli strati considerati presentano fattori di sicurezza inferiore a 1; pertanto, per maggiore dettaglio, si è proceduto alla Valutazione dell'indice del potenziale di liquefazione  $I_L$  secondo quanto riportato nell'Allegato A3 della Delibera dell'Assemblea legislativa n. 112 – Oggetto n. 2131 del 2 Maggio 2007. Il rischio di liquefazione in base ai valori di tale indice risulta essere:

$0 < I_L \leq 5$  → **RISCHIO DI LIQUEFAZIONE "BASSO"**

$5 < I_L \leq 15$  → **RISCHIO DI LIQUEFAZIONE "ELEVATO"**

$I_L > 15$  → **RISCHIO DI LIQUEFAZIONE "ESTREMAMENTE ELEVATO"**

L'indice del potenziale di liquefazione,  $I_L$  è definito dalla seguente relazione:

$$I_L = \int_0^{20} F(z)w(z)dz$$

in cui  $z$  è la profondità dal piano campagna in metri e  $w(z) = 10 - 0.5z$ ; ad una data quota  $z$  il fattore  $F(z) = F$  vale:

$F = 1 - FL$  se  $FL \leq 1.0$

$F = 0$  se  $FL > 1.0$

dove  $FL$  è il fattore di sicurezza alla liquefazione alla quota considerata.

Dallo sviluppo dei calcoli attraverso il software LIQIT, si ottiene un valore di  $I_L$  di **0.26** che consente, nel caso specifico, di attribuire al sito in questione un **rischio di liquefazione basso**.

## 8: CONCLUSIONI

- La falda freatica e' presente nell'area alla profondit  di circa - 2.30 m dal piano di esecuzione delle prove.
- Per quanto riguarda la categoria del suolo di fondazione, secondo la nuova normativa di legge, e in assenza di indagini profonde, il sottosuolo presenta caratteristiche tipiche della categoria "C" aventi una VS30 compresa tra 180 m/sec e 360 m/sec che corrisponde ad un valore di  $N_{spt} < 50$   $c_u < 250$  kPa. Questo valore viene calcolato mediante la restituzione dell'indagine geofisica effettuate nei pressi del lotto in esame che ha dato un valore di Vs30 di circa 189 m/sec.
- In base agli aspetti geomorfologici e idrogeologici dell'area l'edificazione pu  essere messa in atto senza particolari limitazioni se non quelle previste dalla legge.
- La verifica allo **SLU** della fondazione nella condizione  $\Phi = 0$  e  $c_u > 0$  (condizioni non drenate) sono le seguenti :  
 Si   fatto il calcolo ipotizzando una fondazione su platea impostata alla profondit  di circa -0.60 dal piano di esecuzione delle prove penetrometriche. Questo livello   bene raggiungerlo nei primi 0.60 m   presente terreno di riporto:

### 1: CONDIZIONI STATICHE/DINAMICHE

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)

Pressione limite 2.89 Kg/cm<sup>2</sup>

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 1.87 Kg/cm<sup>3</sup>

(si ricorda che questi valori vanno divisi per il coefficiente parziale R3 che per l'approccio 2 vale 2.3 come indicato

Tabella 6.4.I (dell' NTC 2008)

- Applicando come sovraccarico al terreno di appoggio una fondazione su platea, impostata a -0.60 m dal piano di esecuzione delle prove penetrometriche che scarica una **pressione di esercizio** (secondo SLE) di circa 0.60 kg/cmq si sono ottenuti i seguenti cedimenti:

**S<sub>TOT</sub>=4.01 cm.**

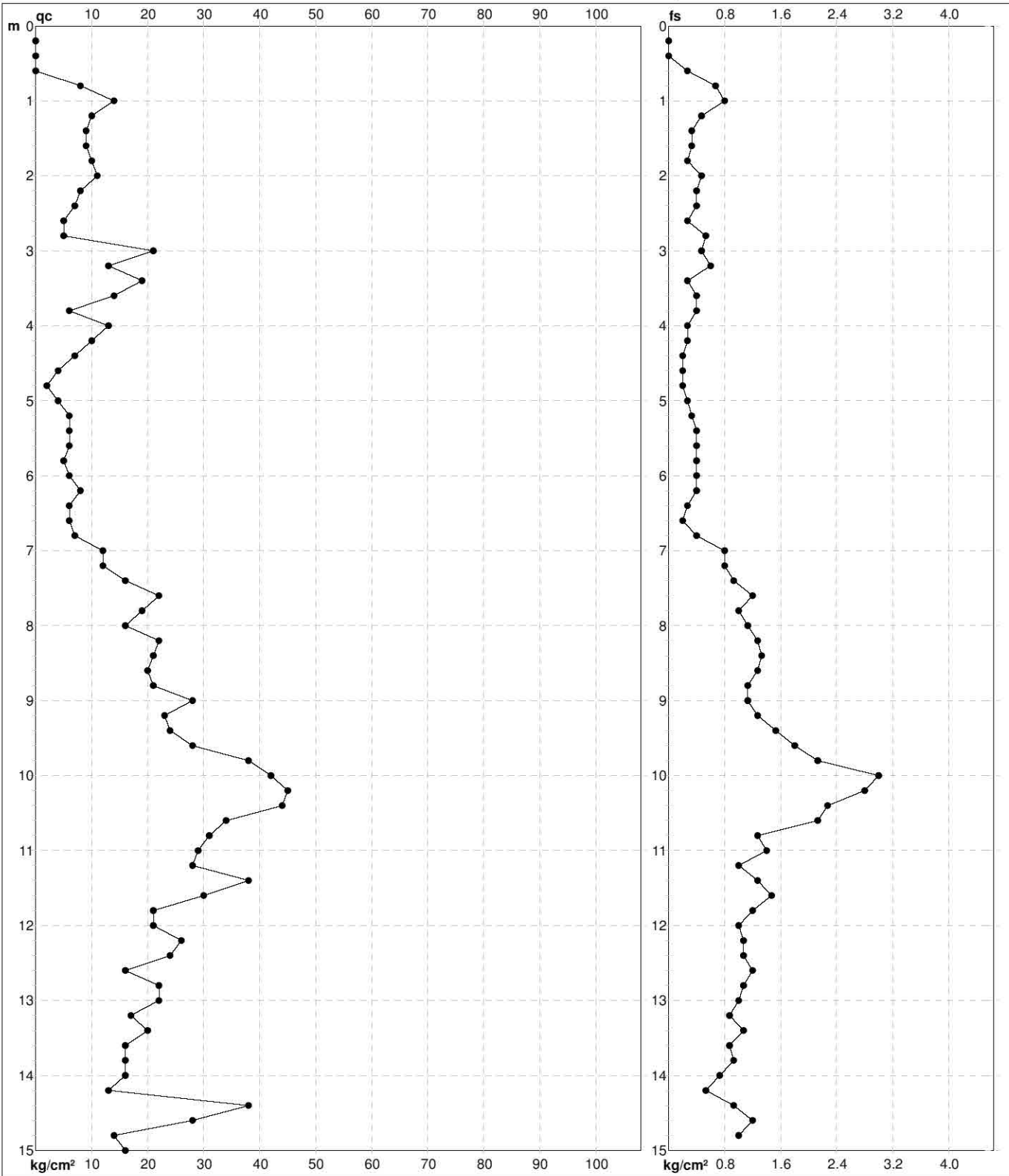
# PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA

## DIAGRAMMI DI RESISTENZA

<b>CPT</b>	<b>1</b>
riferimento	<b>015-2017</b>
certificato n°	01-015-17

Committente: **COMUNE DI MASSA LOMBARDA**  
 Cantiere: **REALIZZAZIONE DI CAMPI DA TENNIS**  
 Località: **MASSA LOMBARDA-VIA FORNACE DI SOPRA**

U.M.: **kg/cm<sup>2</sup>**      Data exec.: 02/02/2017  
 Scala: 1:75              Data certificato: 03/02/2017  
 Pagina: 1                Quota inizio:  
 Elaborato:               Falda: -2.30



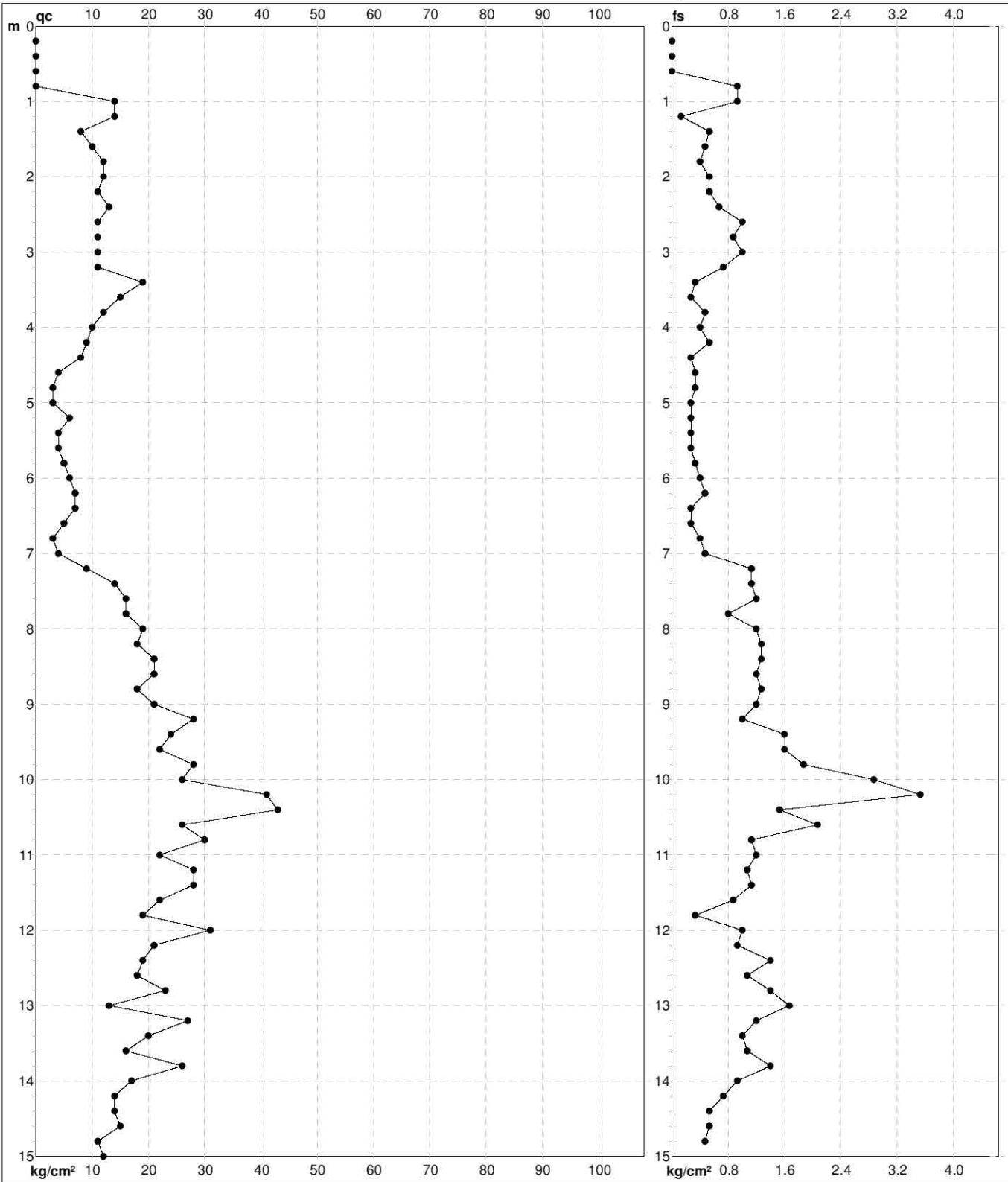
	Penetrometro: TG63-200	Preforo: -0.60 m
	Responsabile:	Corr.astine: kg/ml
	Assistente:	Cod. punta:

# PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA DIAGRAMMI DI RESISTENZA

<b>CPT</b>	<b>2</b>
riferimento	<b>015-2017</b>
certificato n°	02-015-17

Committente: **COMUNE DI MASSA LOMBARDA**  
 Cantiere: **REALIZZAZIONE DI CAMPI DA TENNIS**  
 Località: **MASSA LOMBARDA-VIA FORNACE DI SOPRA**

U.M.: **kg/cm<sup>2</sup>**      Data exec.: 02/02/2017  
 Scala: 1:75      Data certificato: 03/02/2017  
 Pagina: 1      Quota inizio:  
 Elaborato:      Falda: -2.50



	Penetrometro: TG63-200 Responsabile: Assistente:	Preforo: -0.80 m Corr.astine: kg/ml Cod. punta:
--	--	---

# PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA

## DIAGRAMMI LITOLOGIA

**CPT**

**1**

riferimento

**015-2017**

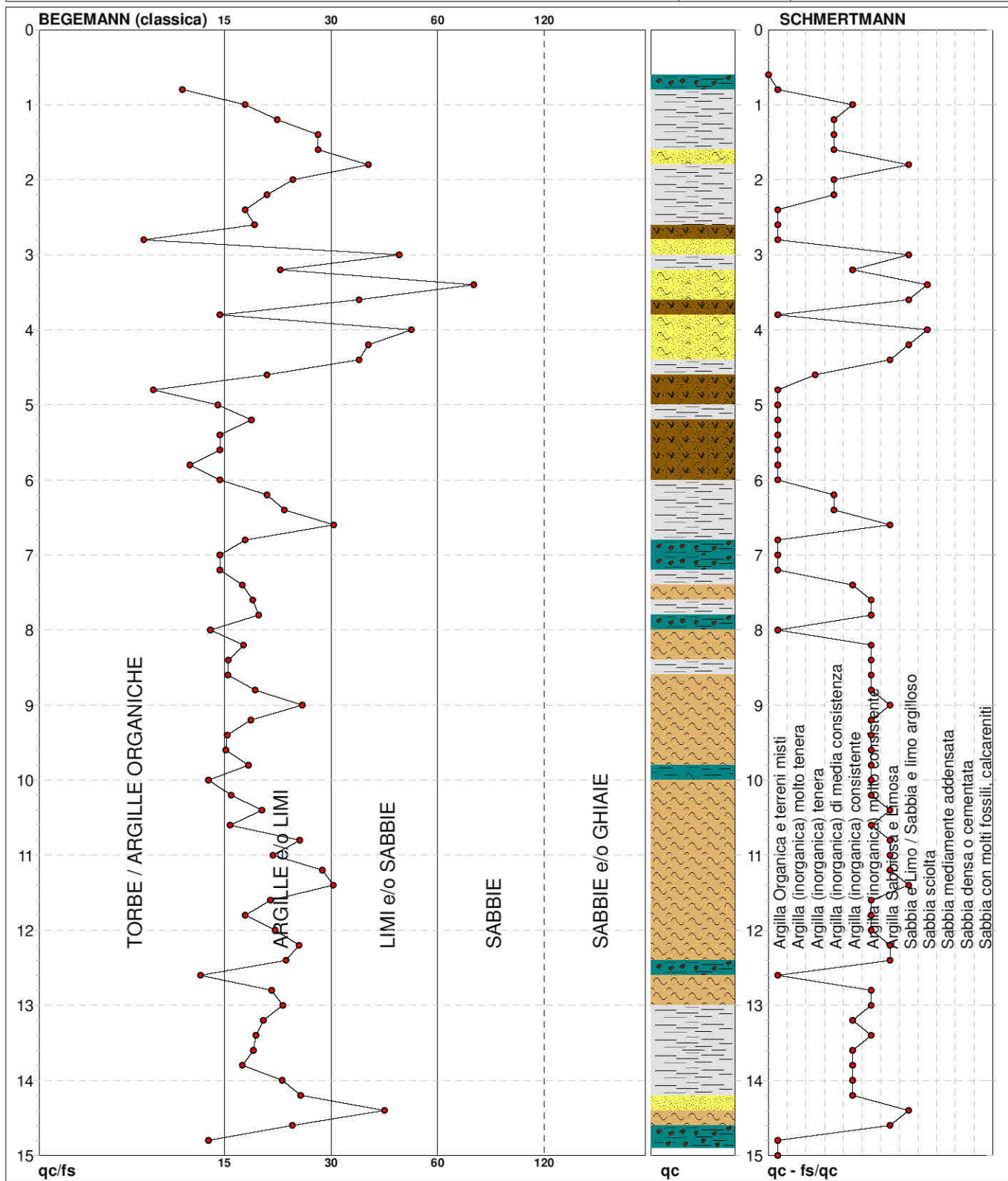
certificato n°

01-015-17

Committente: **COMUNE DI MASSA LOMBARDA**  
 Cantiere: **REALIZZAZIONE DI CAMPI DA TENNIS**  
 Località: **MASSA LOMBARDA-VIA FORNACE DI SOPRA**

U.M.: **kg/cm<sup>2</sup>**  
 Scala: **1:75**  
 Pagina: **1**  
 Elaborato:

Data exec.: **02/02/2017**  
 Data certificato: **03/02/2017**  
 Falda: **-2.30**



Torbe / Argille org. :	18 punti, 24.32%	Argilla Organica e terreni misti:	18 punti, 24.32%	Argilla Sabbiosa e Limosa:	10 punti, 13.51%
Argille e/o Limi :	48 punti, 64.86%	Argilla (inorganica) tenera:	1 punti, 1.35%	Sabbia e Limo / Sabbia e limo arg.:	6 punti, 8.11%
Limi e/o Sabbie :	7 punti, 9.46%	Argilla (inorganica) media consist.:	7 punti, 9.46%	Sabbia sciolta:	2 punti, 2.70%
Sabbie:	1 punti, 1.35%	Argilla (inorganica) consistente:	8 punti, 10.81%		
		Argilla (inorganica) molto consist.:	19 punti, 25.68%		

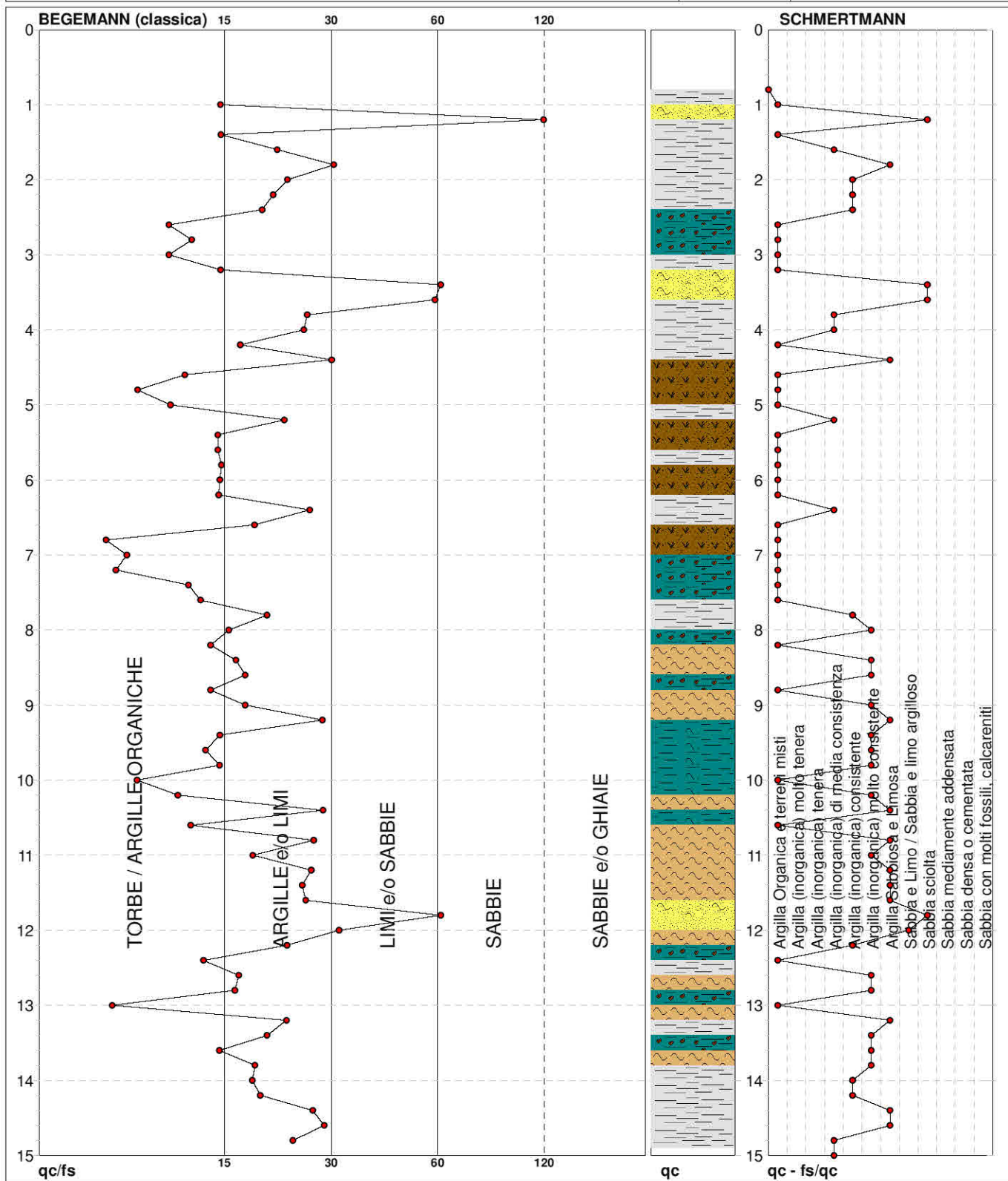
**PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA**

**DIAGRAMMI LITOLOGIA**

<b>CPT</b>	<b>2</b>
riferimento	<b>015-2017</b>
certificato n°	02-015-17

Committente: **COMUNE DI MASSA LOMBARDA**  
 Cantiere: **REALIZZAZIONE DI CAMPI DA TENNIS**  
 Località: **MASSA LOMBARDA-VIA FORNACE DI SOPRA**

U.M.: **kg/cm<sup>2</sup>**    Data esec.: 02/02/2017  
 Scala: 1:75    Data certificato: 03/02/2017  
 Pagina: 1  
 Elaborato:    Falda: -2.50



Torbe / Argille org. :	30 punti, 40.54%	Argilla Organica e terreni misti:	27 punti, 36.49%	Argilla Sabbiosa e Limosa:	11 punti, 14.86%
Argille e/o Limi :	39 punti, 52.70%	Argilla (inorganica) media consist.:	6 punti, 8.11%	Sabbia e Limo / Sabbia e limo arg.:	1 punti, 1.35%
Limi e/o Sabbie :	4 punti, 5.41%	Argilla (inorganica) consistente:	7 punti, 9.46%	Sabbia sciolta:	4 punti, 5.41%
Sabbie:	1 punti, 1.35%	Argilla (inorganica) molto consist.:	14 punti, 18.92%		

Dott. Geol. Stefano Strocchi  
Via della Melica 29, S.Romualdo di Ravenna  
Cell. 3409372344  
e-mail: stefanostrocchi@libero.it  
C.F. STRSFN69D23H199E  
P.IVA: 02380010393



## PROVINCIA DI RAVENNA

### COMUNE DI MASSA LOMBARDA

PROGETTO DI REALIZZAZIONE DI CAMPI DA  
TENNIS IN VIA FORNACE DI SOPRA A MASSA  
LOMBARDA (RA)

## RELAZIONE GEOFISICA

INDAGINE HVSR PER LA STIMA DEL PARAMETRO VS30

(ai sensi D.M. 14 Gennaio 2008 – D.P.R. 5 Giugno 2001, n. 328)

Committente: **GEOLOG s.r.l.** Via della Lirica 15 - 48100 Ravenna

Febbraio 2017

Dr. Geol. Stefano Strocchi



## INDICE

1 - PREMESSA.....	Pag. 2
2 - REFERIMENTI NORMATIVI.....	Pag. 2
3 - STRUMENTAZIONE E METODOLOGIA UTILIZZATA.....	Pag. 3
3.1 Premessa.....	Pag. 3
3.2 Misura a stazione singola del microtremore sismico.....	Pag. 3
4 - INTERPRETAZIONI DELLE MISURE ESEGUITE.....	Pag. 6
5 - CONCLUSIONI.....	Pag. 9
ALLEGATI.....	Pag. 10

## 1. PREMESSA

La presente relazione geofisica finalizzata alla stima del parametro  $V_{S30}$  è stata redatta su incarico della Società Geolog s.r.l. a supporto del progetto di realizzazione di campi da tennis in Via Fornace di Sopra, nel territorio comunale di Massa Lombarda (RA).

Lo studio è stato condotto nel rispetto delle normative vigenti in materia, D.M. 14.01.2008 e relativa circolare esplicativa del C.S.LL.PP. n° 617/2009.

Per la definizione della pericolosità sismica di base del sito, ai sensi del § 3.2 N.T.C. e § C3.2 della Circolare, è stata eseguita un'indagine geofisica basata sulla misura del rumore sismico (microtremore) del sottosuolo, mediante l'utilizzo di strumentazione tomografica portatile, finalizzata alla stima delle frequenze fondamentali di risonanza del sottosuolo e alla definizione della  $V_{S30}$  e dell'amplificazione sismica del sito mediante il rapporto HVSR.

## 2. RIFERIMENTI NORMATIVI

La realizzazione del presente studio è stata eseguita in ottemperanza alle indicazioni fornite dalla normativa vigente con particolare riferimento alle seguenti norme:

### **DECRETO MINISTERIALE 14 GENNAIO 2008**

*“Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”.*

### **Punto 7.11.3 – Risposta sismica e stabilità del sito**

### **CIRCOLARE 2 FEBBRAIO 2009, N. 617**

*“Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”.*

### **CONSIGLIO SUPERIORE DEI LAVORI PUBBLICI**

*“Pericolosità sismica e Criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale”.*

### **D.P.R. 5 GIUGNO 2001, N. 328**

### **Articolo 41 – Attività professionali**

*“punto c) le indagini geognostiche e l'esplorazione del sottosuolo anche con metodi geofisici; le indagini e consulenze geologiche ai fini della relazione geologica per le opere di ingegneria civile mediante la costruzione del modello geologico-tecnico; la programmazione e progettazione degli interventi geologici e la direzione dei lavori relativi, finalizzati alla redazione della relazione geologica...;”.*

### **ASSEMBLEA LEGISLATIVA DELLA REGIONE EMILIA ROMAGNA DAL D.A.L. N. 112/2007**

Approvazione dell'atto di indirizzo e coordinamento tecnico ai sensi **dell'art. 16 comma 1 della LR 20/2000** “disciplina generale sulla tutela ed uso del territorio”, in merito a “indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia Romagna per la pianificazione territoriale ed urbanistica”

### 3. STRUMENTAZIONE E METODOLOGIA UTILIZZATA

#### 3.1 Premessa

Ai fini del presente studio sono state eseguite le seguenti indagini geofisiche;

- **n. 1 analisi del microtremore passiva con TROMINO** al fine di valutare l'intervallo all'interno del quale risuona il terreno fornendo un intervallo di frequenza di risonanza ( $f_r$ ), l'andamento delle velocità  $V_s$  con la profondità; il tipo di stratigrafia si basa sul concetto di *contrasto di impedenza*.  
Per *strato* si intende cioè un'unità distinta da quelle sopra e sottostanti per un contrasto di impedenza, ossia per il rapporto tra i prodotti di velocità delle onde sismiche nel mezzo e densità del mezzo stesso.

#### 3.2 Misura a stazione singola del microtremore sismico

La tecnica dei rapporti spettrali o HVSR (Horizontal to Verticale Spectral Ratio) è totalmente non invasiva, molto rapida, si può applicare ovunque e non necessita di nessun tipo di perforazione, né di stendimenti di cavi, né di energizzazione esterne diverse dal rumore ambientale che in natura esiste ovunque.

I risultati che si possono ottenere da una registrazione di questo tipo sono:

- la **frequenza caratteristica di risonanza del sito** che rappresenta un parametro fondamentale per il corretto dimensionamento degli edifici in termini di risposta sismica locale in quanto si dovranno adottare adeguate precauzioni nell'edificare edifici aventi la stessa frequenza di vibrazione del terreno per evitare l'effetto di "doppia risonanza" estremamente pericolosi
- la **frequenza fondamentale di risonanza di un edificio**, qualora la misura venga effettuata all'interno dello stesso. In seguito sarà possibile confrontarla con quella caratteristica del sito e capire se in caso di sisma la struttura potrà essere o meno a rischio;
- la **velocità media delle onde di taglio  $V_s$**  calcolata tramite un apposito codice di calcolo. E' necessario, per affidabilità del risultato, conoscere la profondità di un riflettore noto dalla stratigrafia e riconoscibile nella curva H/V. E' possibile calcolare la  $V_{s30}$  e la relativa categoria del suolo di fondazione come esplicitamente richiesto dalle Norme tecniche per le Costruzioni del 14 Gennaio 2008;
- la **stratigrafia del sottosuolo** con un range di indagine compreso tra 0,5 e 700 metri di profondità anche se il dettaglio maggiore si ha nei primi 100 metri.

Il principio su cui si basa la presente tecnica in termini di stratigrafia del sottosuolo è rappresentato dalla definizione di *strato* inteso come una unità distinta da quella sopra e sottostanti per un contrasto di impedenza, ossia per il rapporto tra i prodotti di velocità delle onde sismiche nel mezzo e densità del mezzo stesso.

Le basi teoriche della tecnica HVSR si rifanno in parte alla sismica tradizionale (riflessione, rifrazione, diffrazione) e in parte alla teoria dei microtremori. La forma di un'onda registrata in un sito  $x$  da uno strumento dipende:

1. dalla forma dell'onda prodotta dalla sorgente  $s$ ;
2. dal percorso dell'onda sorgente  $s$  al sito  $x$  (attenuazioni, riflessioni, rifrazioni, incanalamenti per guide d'onda);
3. dalla risposta dello strumento.

Il rumore sismico ambientale è generato da fenomeni atmosferici (onde oceaniche, vento) e dall'attività antropica oltre che, ovviamente, dall'attività dinamica terrestre. Si chiama anche microtremore poiché riguarda oscillazioni molto piccole, molto più piccole di quelle indotte dai terremoti.

Per l'acquisizione dei dati è stato utilizzato un tromometro digitale modello *Tromino* che rappresenta la nuova generazione di strumenti leggeri e compatti in alta risoluzione adatti a tali misurazioni.

Lo strumento racchiude al suo interno tre velocimetri elettrodinamici ortogonali tra loro con intervallo di frequenza compreso tra 0.1 e 256 Hz.

I dati vengono memorizzati in una scheda di memoria interna da 512 Mb, evitando così la presenza di qualsiasi cavo che possa introdurre rumore meccanico ed elettronico.

I dati ottenuti sono stati convertiti in file ASCII mediante software "*Grilla*", fornito a supporto dello strumento utilizzato, quindi elaborati per ottenere spettri di velocità in funzione della frequenza.

In fase operativa si sono seguite le seguenti operazioni:

1. il rumore sismico è stato registrato nelle sue tre componenti per un intervallo di tempo dell'ordine delle decine di minuti (circa 20 minuti);
2. la registrazione è stata suddivisa in intervalli della durata di qualche decina di secondi ciascuno;
3. per ogni segmento viene eseguita un'analisi spettrale del segmento nelle sue tre componenti;
4. per ciascun segmento si calcolano i rapporti spettrali tra le componenti del moto sui piani orizzontale e verticale;
5. vengono calcolati i rapporti spettrali medi su tutti i segmenti.

Per considerare la misura ottenuta come una stima dell'ellitticità delle onde di Rayleigh è necessario che:

1. i rapporti H/V ottenuti sperimentalmente siano "stabili" ovvero frutto di un campionamento statistico adeguato;
2. gli effetti di sorgente siano stati effettivamente mediati ovvero non ci siano state sorgenti "dominanti";
3. la misura non contenga errori sistematici (per esempio dovuti ad un cattivo accoppiamento dello strumento con il terreno).

Per la determinazione delle velocità delle onde di taglio si utilizza un codice di calcolo appositamente creato per interpretare i rapporti spettrali (HVSR) basati sulla simulazione del campo di onde di superficie (Rayleigh e Love) in sistemi multistrato a strati piani e paralleli secondo la teoria descritta in AKI (1964) e

Ben-Menahem e Singh (1981).

Il codice può elaborare modelli con qualsiasi numero di strati, in qualsiasi intervallo di frequenze e in qualsiasi numero di modi (fondamentale e superiori).

Operativamente si costruisce un modello teorico HVSR avente tante discontinuità sismiche quante sono le discontinuità evidenziate dalla registrazione eseguita; successivamente, tramite specifico algoritmo, si cercherà di adattare la curva teorica a quella sperimentale.

In questo modo si otterranno gli spessori dei sismostrati con la relativa velocità delle onde VS.

Il metodo HVSR consiste nello studio del rapporto spettrale tra la componente orizzontale del rumore e quella verticale (H/V spectrum). Il valore di tale rapporto è direttamente correlato con la frequenza di risonanza determinata dal passaggio tra due strati con una differenza significativa del contrasto di impedenza (velocità delle onde e densità del materiale).

Nel presente lavoro si sfrutterà la teoria di Nakamura che relaziona lo spettro di risposta del substrato roccioso (rapporto spettrale H/V) con quello effettivamente misurato in superficie.

Considerando due strati con differente impedenza acustica, la **frequenza di risonanza (fr)** è legata allo spessore e alla velocità delle onde di taglio Vs del primo strato dalla seguente relazione:

$$fr = V_{s1} / 4 h_1$$

$V_{s1}$  = velocità delle onde S del primo strato;

$h_1$  = spessore primo strato.

Nakamura (1989) ha inoltre dimostrato che i massimi dei rapporti spettrali H/V consentono di individuare correttamente la frequenza e quindi il periodo fondamentale di risonanza per le onde S.

Negli ultimi anni un progetto europeo denominato SESAME (Site Effects Assessment using Ambient Excitations) si è occupato di stabilire delle linee guida per la corretta esecuzione delle misure di microtremore ambientale in stazione singola e array.

Esso ha anche fornito dei criteri per valutare la bontà delle curve HVSR e la significatività dei picchi H/V eventualmente trovati.

La registrazione è avvenuta impostando i seguenti parametri strumentali:

- Frequenza di campionamento 128 Hz;
- Durata 16 minuti;
- Orientamento strumento nord-sud.

Allo scopo di ottenere i dati necessari al calcolo del parametro Vs30 è stato utilizzato un tromografo digitale, "TROMINO ENGY" (Micromed S.p.A.) dotato di 3 canali velocimetrici (N-S, E-W, Up-Down) ad alto guadagno per l'acquisizione del microtremore sismico ambientale (fino a ~1.5 mm/s); il sistema opera nell'intervallo di frequenze 0.1–1024 Hz.

#### 4. INTERPRETAZIONE DELLE MISURE ESEGUITE

L'inversione della curva H/V sperimentale per ottenere un profilo delle onde di taglio S è stata vincolata sulla base di una prova CPT fornita dalla Committenza.

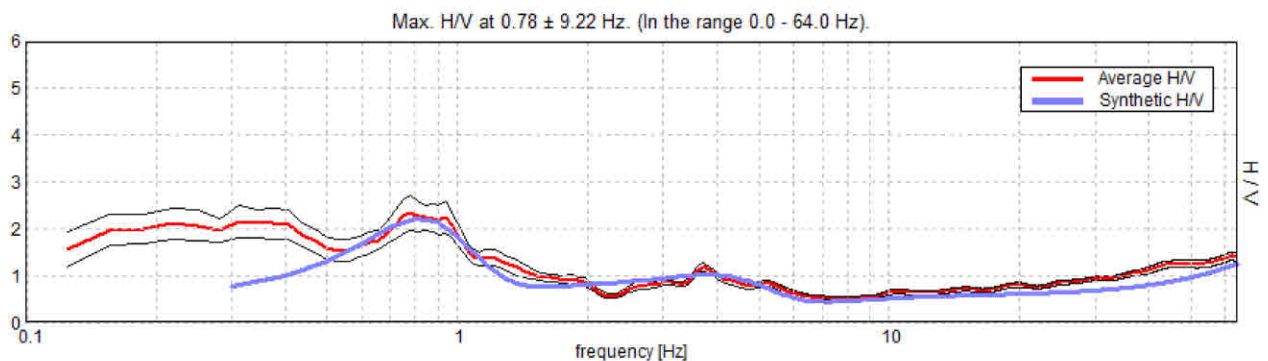
L'interpretazione dei dati ottenuti dal rilievo del rumore sismico consente sia di correlare il valore di picco dello spettro di risposta HVSR con la profondità del substrato litoide inteso come bedrock sismico sia di individuare una corrispondenza tra i valori di frequenza relativi alle discontinuità sismiche e i cambi litologici presenti nell'immediato sottosuolo.

Interpretando i minimi della componente verticale come risonanza del moto fondamentale dell'onda di Rayleigh e i picchi delle componenti orizzontali come contributo delle onde SH, si può ricavare il valore della frequenza caratteristica del sito.

Sapendo che ad ogni picco di frequenza corrisponde una profondità (metri) dell'orizzonte che genera il contrasto di impedenza si è potuto estrapolare una stratigrafia geofisica del sottosuolo. L'ampio range di frequenze acquisite dallo strumento utilizzato (0.1 ÷ 128 Hz) non ha evidenziato contrasti di impedenza attribuibili alla presenza di rifrattori sismici.

Il fit della curva H/V ha permesso di ricostruire in modo approssimato il profilo di Vs fino alla profondità di circa 88 metri corrispondente al riflettore individuato dal picco a circa 0,78 Hz con valore del rapporto H/V pari a circa 2,3 indicante un contrasto di impedenza medio basso; esso rappresenta la frequenza fondamentale del terreno.

Si ritiene importante, vista l'ampiezza e la frequenza dei picchi spettrali registrati, considerare l'intervallo frequenziale di circa 0,70÷1,00 Hz come range di possibili valori di vibrazione del terreno in caso di evento sismico di magnitudo rilevante poiché d'interesse ingegneristico – strutturale.



La curva sperimentale rossa rappresenta l'andamento sismico registrato in campagna mentre quella blu è la curva sintetica generata dal codice di calcolo.

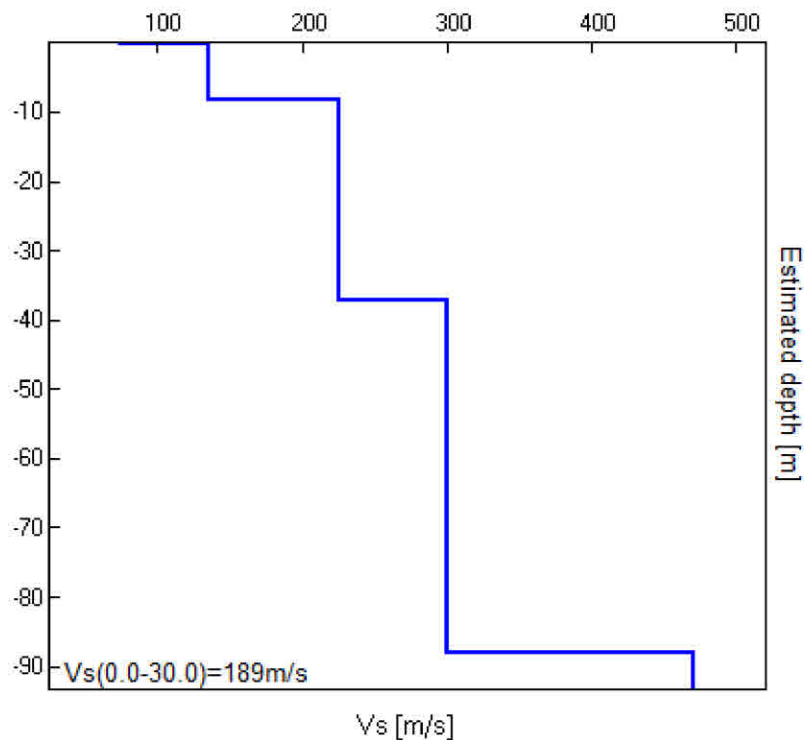
Dal punto di vista analitico, la vibrazione di un edificio è governata soprattutto dalla sua altezza ed esiste una relazione empirica che lega la frequenza di vibrazione di un edificio e la sua altezza ( $f = 10-12/n$ , piani); pertanto, la frequenza individuata potrebbe indurre effetti di “doppia risonanza” in edifici con oltre 10-12 piani.

La ricostruzione del modello sismostratigrafico, finalizzato alla stima della  $V_{s30}$ , evidenzia una crescita di velocità di propagazione delle onde sismiche correlabile ad un aumento della rigidità del sottosuolo.

#### MODELLO DI INVERSIONE

Profondità (bottom layer) [m]	Spessore sismostrati [m]	Vs [m/s]	Interpretazione stratigrafica
0.20	0.20	75	Suolo soffice
8.20	8.00	135	Copertura soffice
37.20	29.00	225	Copertura soffice
88.20	51.00	300	Copertura mediamente rigida
>88.00	/	470	Copertura rigida

La ricostruzione dei profili sismo-stratigrafici ha evidenziato la presenza di materiali poco consistenti nei primi 37 metri circa di profondità, caratterizzati da una velocità di propagazione delle onde S compresa tra 135 m/s e 225 m/s, mentre per valori di profondità maggiori il grado di rigidità del sottosuolo diventa gradualmente elevato, con valori di Vs compresi tra 300 e 470 m/s circa.



La stima del parametro  $V_{s30}$  è stata effettuata, come esplicitamente richiesto dalle N.T.C. del 14 Gennaio 2008. Per l'assegnazione della categoria di sottosuolo. Dall'indagine sismica effettuata e dai modelli sismici ricavati è stato possibile calcolare la velocità di propagazione delle onde di taglio fino a 30 metri dal piano campagna. E' stato quindi possibile stimare, tramite la relazione

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum h_i / V_{si}}$$

in cui  $h_i$  e  $V_{si}$  indicano lo spessore espresso in metri 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, al di sotto del piano di imposta delle strutture di fondazione, la velocità delle onde  $V_s$  a 30 metri dal piano campagna ( $V_{s30}$ ) come esplicitamente richiesto dalla normativa vigente:

$$V_{s30} (0.00 \div 30.00) = 189 \text{ m/s.}$$

CLASSIFICAZIONE DEL TIPO DI SUOLO SECONDO LA NUOVA NORMATIVA SISMICA ITALIANA O.P.C.M. N. 3274/2003 – NTC 14/01/2008		
Suolo	Descrizione geotecnica	Vs30(m/s)
A	Formazioni litoidi o suoli omogenei molto rigidi comprendenti eventuali strati di alterazione superficiale di spessore massimo pari a 5m	>800
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	360÷800
C	Depositi di sabbie o ghiaie mediamente addensate o argille di media consistenza, con spessori variabili da diverse decine fino a centinaia di metri	180÷360
D	Depositi granulari da sciolti a poco addensati o coesivi da poco a mediamente consistenti	<180
E	Strati superficiali allentati (5 – 20 m) tipo C e D soprastanti substrato tipo A	
S1	Depositi costituiti da, o che includono, uno strato spesso almeno 10m di argille/limi di bassa consistenza, con elevato indice di plasticità (IP>40) e contenuto d'acqua	<100
S2	Depositi di terreni soggetti a liquefazione, di argille sensitive, o qualsiasi altra categoria di terreno non classificabile nei tipi precedenti	

**Classificazione della categoria di sottosuolo secondo quanto previsto nella tabella 3.2.II delle NTC:**

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, secondo la classificazione indicata nelle nuove norme tecniche per le costruzioni (D.M 14/01/2008), in base ai risultati dell'indagine geofisica HVSr il suolo di fondazione va classificato all'interno della seguente categoria di sottosuolo:

**categoria C:**

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

## 5. CONCLUSIONI

Si riepiloga quanto esposto nella presente relazione riguardante le indagini geofisiche per la definizione del modello sismico del sottosuolo a supporto del progetto di realizzazione di campi da tennis in Via Fornace di Sopra, nel territorio comunale di Massa Lombarda (RA).

Dal punto di vista della risposta sismica, il rilievo dei microtremori con il metodo di Nakamura ha posto in luce, nell'intero sito, la presenza di un intervallo frequenziale di circa  $0,70 \div 1,00$  Hz (periodo  $1,00 \div 1,43$  secondi), d'interesse ingegneristico – strutturale, nel quale è possibile l'insorgere di fenomeni di doppia risonanza struttura-terreno.

Dalla ricostruzione del quadro geofisico emerso dal seguente studio, si ritiene opportuno inserire il sito in oggetto di studio nella **Categoria C**: “*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{s,30}$  compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero  $15 < NSPT_{,30} < 50$  nei terreni a grana grossa e  $70 < cu_{,30} < 250$  kPa nei terreni a grana fina).*”.

Si sottolinea che il suolo, se alla verifica alla liquefazione o per notizie storiche, dovesse risultare liquefacibile, passerebbe dalla categoria C alla categoria S2. L'indicazione della categoria di suolo si riferisce al solo valore di  $V_s 30$  misurata e la classificazione è valida una volta che si sia esclusa l'appartenenza a suoli di tipo S2.

Infine, il geologo incaricato, sulla base della conoscenza stratigrafica dell'area derivata dalla sua esperienza professionale e dalle indagini geognostiche condotte nel sito in oggetto, nonché considerando le caratteristiche dell'opera in progetto e la tipologia di fondazioni, è tenuto a validare l'attribuzione alla suddetta categoria o considerare, ai sensi del DM 14/01/2008, un approfondimento mediante uno studio di risposta sismica locale.

GEOLOGO

STEFANO STROCCHI

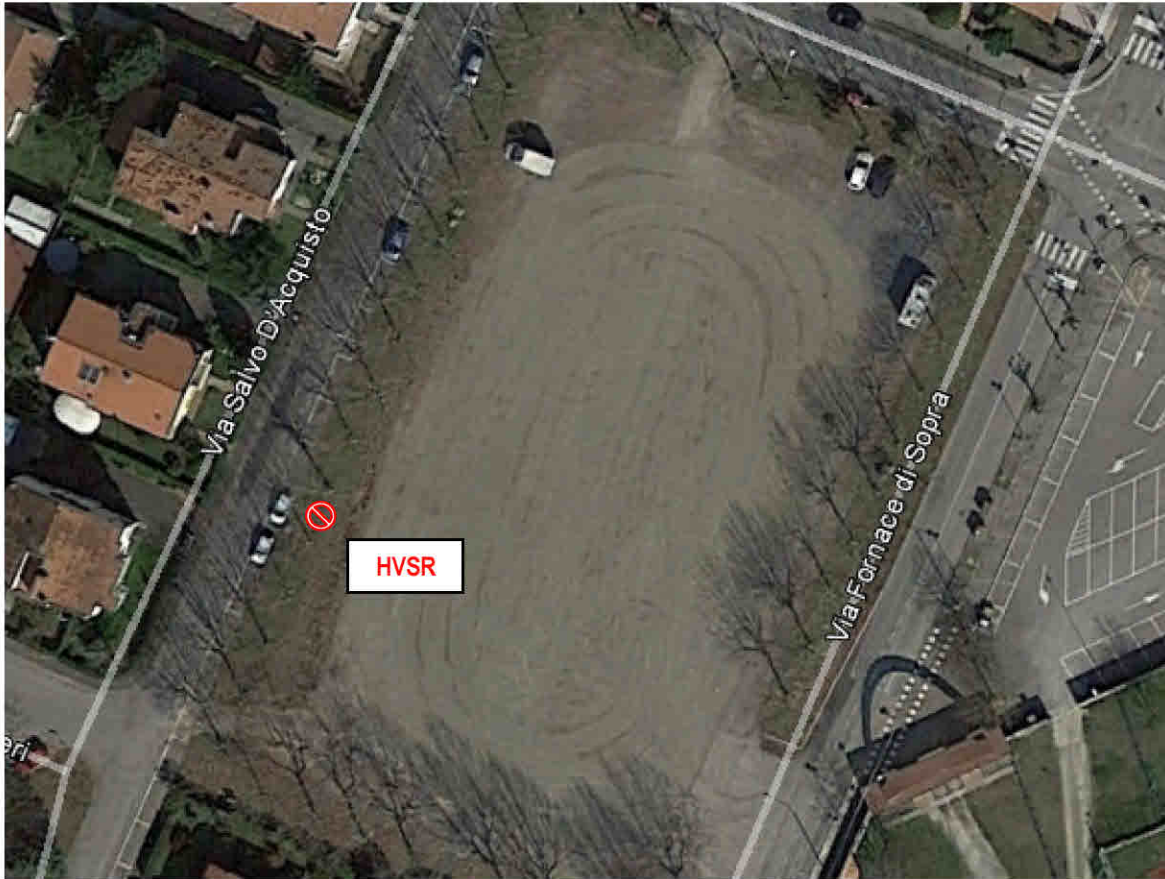


---

## **ALLEGATI**

---

Ubicazione indagini in sito



INDAGINE GEOFISICA PASSIVA HVSr



DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA: UBICAZIONE INDAGINE HVSr

---

## **ALLEGATI**

---

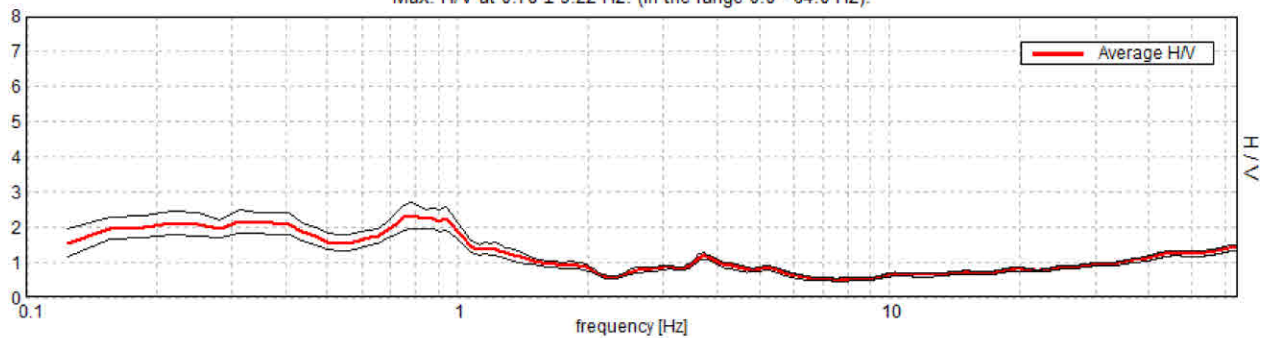
Report Indagine Geofisica mediante Rilievo dei Microtremori

### MASSA LOMBARDA, VIA FORNACE DI SOPRA - INDAGINE HVSR

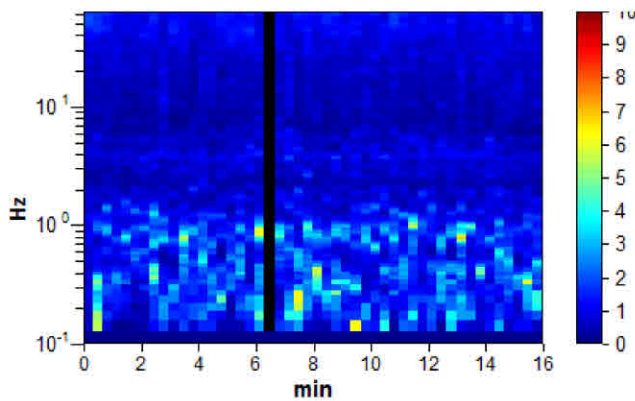
Strumento: TE3-0085/01-14  
Formato dati: 32 byte  
Fondo scala [mV]: 51  
Inizio registrazione: 31/01/17 12:38:17 Fine registrazione: 31/01/17 12:54:18  
Nomi canali: NORTH SOUTH; EAST WEST ; UP DOWN ; sync sync  
Durata registrazione: 0h16'00". Analizzato 98% tracciato (selezione manuale)  
Freq. campionamento: 128 Hz  
Lunghezza finestre: 20 s  
Tipo di lisciamento: Triangular window  
Lisciamento: 10%

#### RAPPORTO SPETTRALE ORIZZONTALE SU VERTICALE

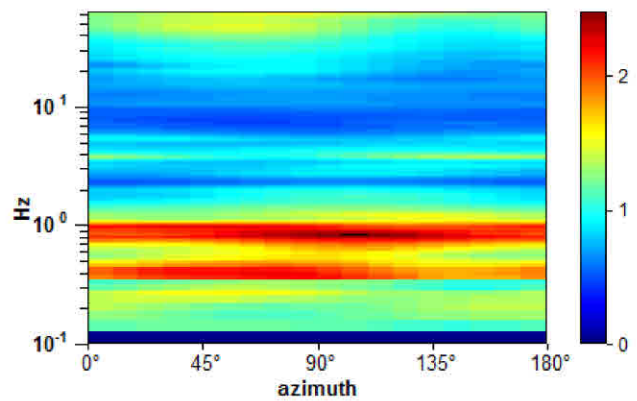
Max. H/V at  $0.78 \pm 9.22$  Hz. (In the range 0.0 - 64.0 Hz).



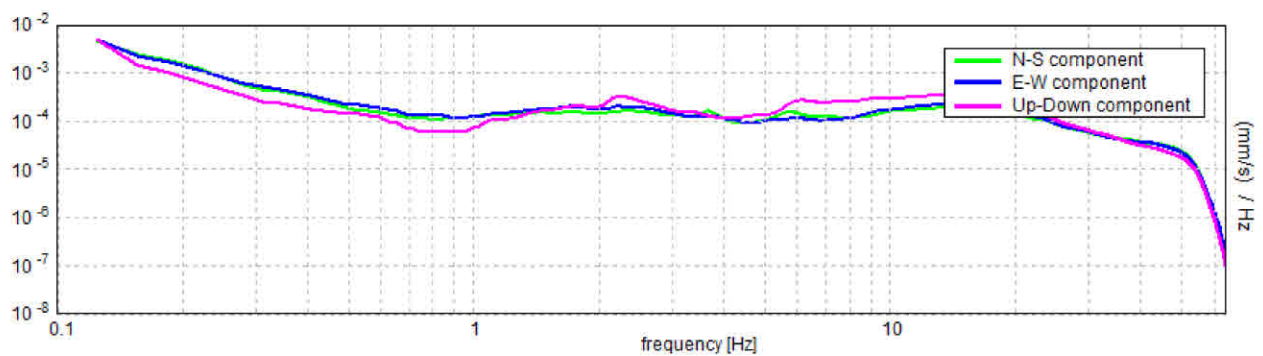
#### SERIE TEMPORALE H/V



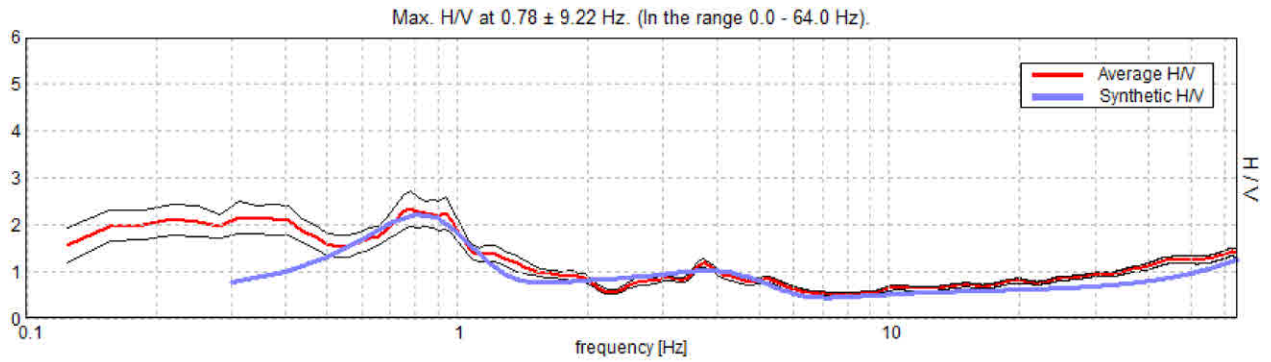
#### DIREZIONALITA' H/V



#### SPETTRI DELLE SINGOLE COMPONENTI

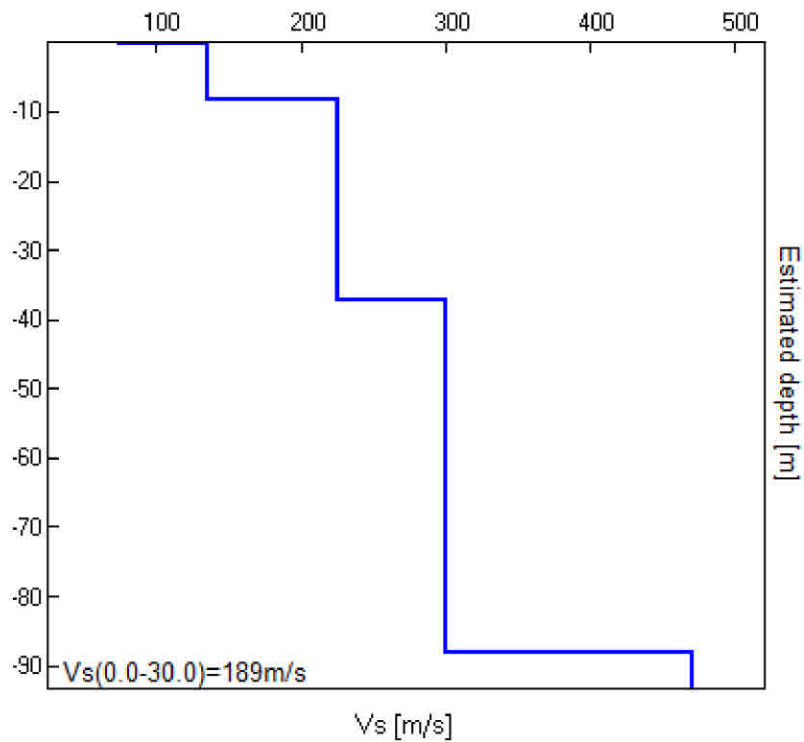


H/V SPERIMENTALE vs. H/V SINTETICO



Profondità alla base dello strato [m]	Spessore [m]	Vs [m/s]	Rapporto di Poisson
0.20	0.20	75	0.42
8.20	8.00	135	0.40
37.20	29.00	225	0.40
88.20	51.00	300	0.40
inf.	inf.	470	0.40

$V_s(0.0-30.0)=189\text{m/s}$



[Secondo le linee guida SESAME, 2005. Si raccomanda di leggere attentamente il manuale di *Grilla* prima di interpretare la tabella seguente].

**Picco H/V a  $0.78 \pm 9.22$  Hz (nell'intervallo 0.0 - 64.0 Hz).**

**Criteri per una curva H/V affidabile**

[Tutti 3 dovrebbero risultare soddisfatti]

$f_0 > 10 / L_w$	$0.78 > 0.50$	<b>OK</b>	
$n_c(f_0) > 200$	$734.4 > 200$	<b>OK</b>	
$\sigma_A(f) < 2$ per $0.5f_0 < f < 2f_0$ se $f_0 > 0.5\text{Hz}$ $\sigma_A(f) < 3$ per $0.5f_0 < f < 2f_0$ se $f_0 < 0.5\text{Hz}$	Superato 0 volte su 38	<b>OK</b>	

**Criteri per un picco H/V chiaro**

[Almeno 5 su 6 dovrebbero essere soddisfatti]

Esiste $f^-$ in $[f_0/4, f_0]$   $A_{H/V}(f^-) < A_0 / 2$			<b>NO</b>
Esiste $f^+$ in $[f_0, 4f_0]$   $A_{H/V}(f^+) < A_0 / 2$	1.375 Hz	<b>OK</b>	
$A_0 > 2$	$2.34 > 2$	<b>OK</b>	
$f_{\text{picco}}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	$ 11.8009  < 0.05$		<b>NO</b>
$\sigma_f < \varepsilon(f_0)$	$9.21946 < 0.11719$		<b>NO</b>
$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	$0.3722 < 2.0$	<b>OK</b>	

$L_w$	lunghezza della finestra
$n_w$	numero di finestre usate nell'analisi
$n_c = L_w n_w f_0$	numero di cicli significativi
$f$	frequenza attuale
$f_0$	frequenza del picco H/V
$\sigma_f$	deviazione standard della frequenza del picco H/V
$\varepsilon(f_0)$	valore di soglia per la condizione di stabilità $\sigma_f < \varepsilon(f_0)$
$A_0$	ampiezza della curva H/V alla frequenza $f_0$
$A_{H/V}(f)$	ampiezza della curva H/V alla frequenza $f$
$f^-$	frequenza tra $f_0/4$ e $f_0$ alla quale $A_{H/V}(f^-) < A_0/2$
$f^+$	frequenza tra $f_0$ e $4f_0$ alla quale $A_{H/V}(f^+) < A_0/2$
$\sigma_A(f)$	deviazione standard di $A_{H/V}(f)$ , $\sigma_A(f)$ è il fattore per il quale la curva $A_{H/V}(f)$ media deve essere moltiplicata o divisa
$\sigma_{\log H/V}(f)$	deviazione standard della funzione $\log A_{H/V}(f)$
$\theta(f_0)$	valore di soglia per la condizione di stabilità $\sigma_A(f) < \theta(f_0)$

Valori di soglia per  $\sigma_f$  e  $\sigma_A(f_0)$

Intervallo di freq. [Hz]	< 0.2	0.2 - 0.5	0.5 - 1.0	1.0 - 2.0	> 2.0
$\varepsilon(f_0)$ [Hz]	$0.25 f_0$	$0.2 f_0$	$0.15 f_0$	$0.10 f_0$	$0.05 f_0$
$\theta(f_0)$ per $\sigma_A(f_0)$	3.0	2.5	2.0	1.78	1.58
$\log \theta(f_0)$ per $\sigma_{\log H/V}(f_0)$	0.48	0.40	0.30	0.25	0.20