

RELAZIONE GEOLOGICA-GEOTECNICA-SISMICA A CORREDO DEL PROGETTO DI DEMOLIZIONE E RICOSTRUZIONE DI UN ANNESSO RUSTICO

Fraz. Buonacompria – Comune di Cento (FE)

COMMITTENTE: ATTI ITALO

Via Vancini, 20 – Fraz. Buonacompria
40014 Cento (FE)

UBICAZIONE CANTIERE:

Via Vancini, 20 – Fraz. Buonacompria
40014 Cento (FE)
Foglio 16 – Mapp. 475

Dr. Geol. Daria Bottoni



Dr. Geol. Diego Merlin



Data: Febbraio 2014

Protocollo: 15-2014

Dr. Geol. Daria Bottoni

P.zza A. Ragazzi n 6 - 45035 Castelmassa (RO) - Tel. 0425-840820 - Fax 0425-1686490
e_mail : stgeologico@libero.it

Dr. Geol. Diego Merlin

INDICE

1. PREMESSA	01
1.1. Oggetto e scopo	01
1.2. Normativa di riferimento	02
2. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO-TERRITORIALE	03
3. ANALISI GENERALE DELL'AREA	04
3.1. Inquadramento Geologico	04
3.2. Inquadramento Tettonico.....	06
4. INDAGINI GEOGNOSTICHE	08
4.1. Metodologia dell'indagine con Prove Penetrometriche Statiche CPT	08
4.2. Metodologia dell'indagine con Prospezioni Sismiche.....	10
4.2.1. Metodologia Sismica attiva MASW.....	10
4.2.2. Metodologia Sismica passiva Re.Mi	11
5. VALUTAZIONI LITOLOGICHE E GEOTECNICHE	12
5.1. Dati da Prove Penetrometriche Statiche	12
5.2. Falda Freatica.....	12
6. SISMICA	13
6.1. Normativa Sismica.....	13
6.2. Pericolosità sismica di base	15
6.3. Risposta sismica locale	16
6.3.1. Determinazione della categoria del sottosuolo.....	16
6.3.2. Determinazione della frequenza caratteristica di sito	18
6.3.3. Amplificazione Stratigrafica - Amplificazione Topografica.....	20
6.3.4. Accelerazione orizzontale massima	21
6.3.5. Risposta sismica locale Delibera Reg. 112/07	22
6.4. Magnitudo di riferimento	23
6.5. Analisi del Rischio di Liquefazione	25
6.5.1. Calcolo del Fattore di Resistenza alla Liquefazione.....	26
6.5.2. Calcolo dell'Indice del Potenziale di Liquefazione.....	27
6.5.3. Risultati della verifica del rischio di liquefazione.....	28
6.6. Verifica di coerenza con lo studio di microzonazione sismica comunale Ordinanza RER 70/2012	29

7. ANALISI DELL'OPERA	31
8. MODELLAZIONE GEOTECNICA	32
9. STATI LIMITE NELLE VERIFICHE DI SICUREZZA	33
9.1. Verifica Stato Limite Ultimo (SLU)	33
9.1.1. <i>Calcolo della resistenza del sistema geotecnico Rd</i>	33
9.2. Verifica Stato Limite di Esercizio (SLE)	35
9.2.1. <i>Stima dei cedimenti con il metodo edometrico</i>	36
10. CONCLUSIONI	37

ALLEGATI

<input type="checkbox"/> CARTA UBICAZIONE INDAGINE	Tavola 1
<input type="checkbox"/> CARTA UBICAZIONE PROVE	Tavola 2
<input type="checkbox"/> ELABORATI CPT	
<input type="checkbox"/> ELABORATI VERIFICA LIQUEFAZIONE	
<input type="checkbox"/> RELAZIONE SISMICA	

COMMITTENTE: **ATTI ITALO**
Via Vancini, 20 – Fraz. Buonacompra
40014 Cento (FE)

LAVORO : **RELAZIONE GEOLOGICA-GEOTECNICA-SISMICA
A CORREDO DEL PROGETTO DI DEMOLIZIONE
E RICOSTRUZIONE DI UN ANNESSO RUSTICO**

CANTIERE: **Via Vancini, 20 – Fraz. Buonacompra**
40014 Cento (FE)
Foglio 16 – Mapp. 475

1. PREMESSA

1.1. Oggetto e scopo

Su incarico del **Committente**, gli scriventi sono stati incaricati di redigere una relazione per definire le **caratteristiche geologiche, geotecniche e sismiche** di un'area ove è presente un annesso rustico, lesionato dal sisma del 20/29 Maggio 2012, per il quale è previsto un intervento di demolizione e ricostruzione su stesso sedime.

L'indagine è stata condotta nel rispetto di quanto indicato nella *normativa regionale dell'Emilia Romagna (D.A.L. n° 112/2007)*, con riferimento ai dati dello studio di *Microzonazione Sismica del Comune di Cento, elaborato dalla RER (Ordinanza n.70/2012)*.

Ai fini dello studio, nell'area in esame sono state eseguite le seguenti indagini :

- **n° 2 Prove Penetrometriche Statiche** eseguite dallo Studio Geologico Bottoni e Merlin mediante penetrometro meccanico tipo Gouda da 20 tonnellate
profondità indagata: 30-16 metri
- **n° 1 Prospezione sismica MASW attiva** eseguita dal Dott. Geol. Pier Giorgio Spadon mediante Sismografo digitale ECHO 12-24 2002 AMBROGEO 24 canali, 24 bits
- **n° 1 Prospezione sismica Re.Mi passiva** eseguita dal Dott. Geol. Pier Giorgio Spadon mediante Sismografo digitale ECHO 12-24 2002 AMBROGEO 24 canali, 24 bits

Attualmente sull'area è già presente il fabbricato: il posizionamento delle prove è stato determinato dall'ingombro dello stesso e dai sottoservizi presenti nell'area.

L'ubicazione delle indagini suddette è riportata nelle Tavole 1 e 2 allegate.

In particolare, in relazione alle prove, vengono definiti per l'area oggetto di studio:

- le caratteristiche litostratigrafiche;
- i parametri geotecnici;
- i parametri sismici .

1.2. Normativa di riferimento

Lo studio geologico sismico è stato compiuto in conformità alle seguenti normative di riferimento:

- Delibera Assemblea Legislativa n. 112/2007 Art. 16 c.1 "Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia-Romagna per la pianificazione territoriale e urbanistica";
- Legge Regionale n. 19 del 30-10-2008 "Norme per la riduzione del rischio sismico";
- D.M. 14/1/2008 – "Testo unitario - Norme tecniche per le costruzioni";
- Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 2/2/2009 – "Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008";
- AGI: raccomandazioni sulle prove geotecniche di laboratorio e sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche. Giugno 1990;
- Ordinanza del commissario delegato per la ricostruzione n° 70 del 13/11/2012.

2. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO-TERRITORIALE

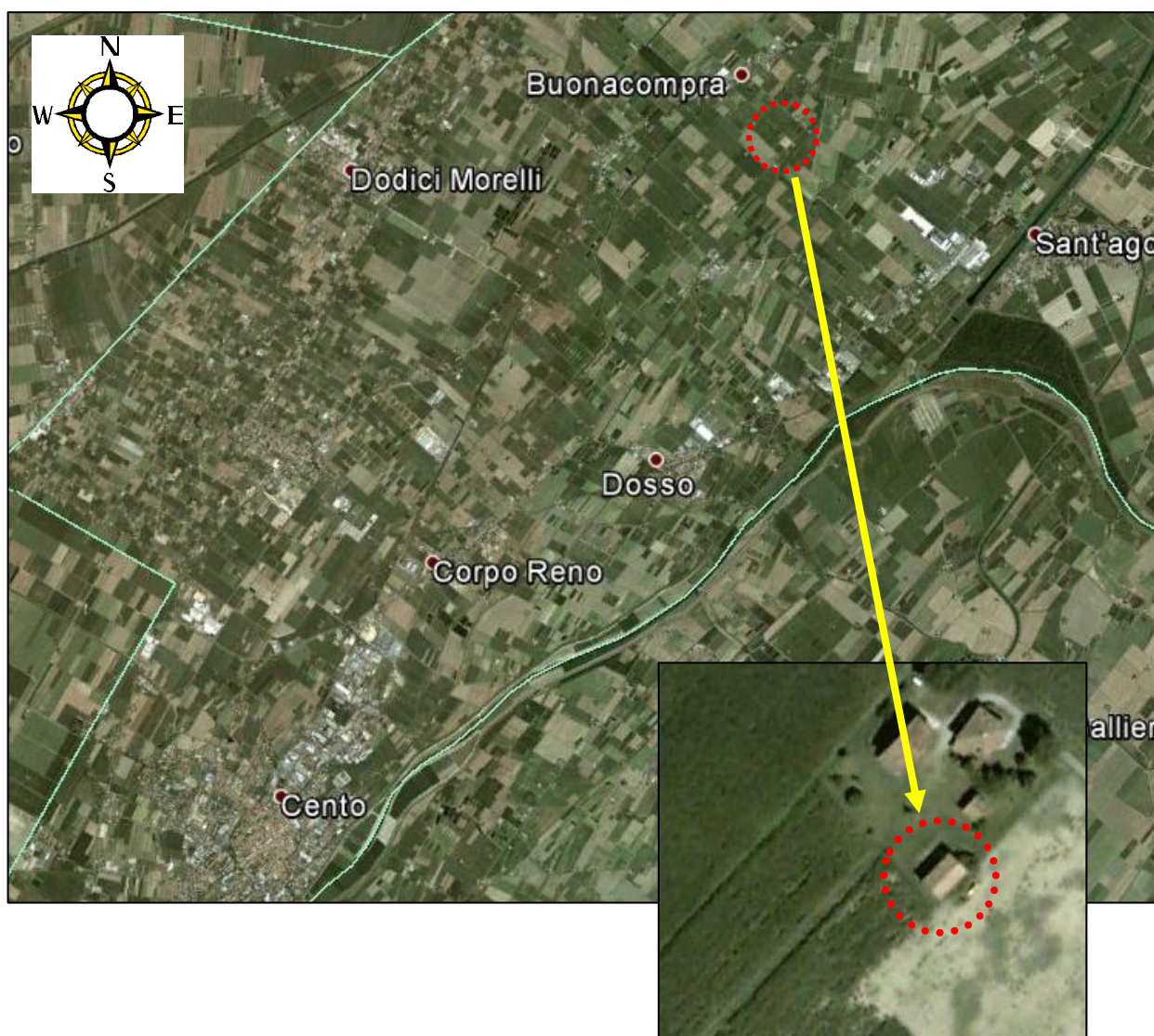
L'area oggetto di studio è ubicata a nord del comune di Cento ed a sud-est del centro abitato della frazione di Buonacompra, in area agricola.

La topografia della zona si presenta pianeggiante, con quote del p.c. a circa 11.00 m slm .

Non sono riconoscibili nell'area, forme di morfogenesi attiva, ne forme che comportino limitazioni all'uso del territorio.

Le coordinate di riferimento del sito sono:

coordinate WGS84		coordinate ED50	
Latitudine	44,799692°	Latitudine	44,800624°
Longitudine	11,346494°	Longitudine	11.347492°



Vista aerea dell'area: in rosso l'area oggetto di studio

3. ANALISI GENERALE DELL'AREA

3.1. Inquadramento Geologico

Il territorio del comune di Cento si trova nella Pianura Padana, una depressione tettonica formatasi fra le Alpi e gli Appennini quando tali catene montuose si sollevarono ed emersero dal mare in seguito a fenomeni orogenetici, e successivamente colmata da depositi di materiali sciolti di origine marina e fluvio-deltizi.

Nella pianura in superficie affiorano in modo uniforme **sedimenti olocenici di piana alluvionale** che si spingono in profondità per diversi di metri.

Per quanto riguarda in particolare la pianura dell'area dell'Alto Ferrarese, il suo assetto morfologico attuale è il risultato dei processi di accumulo detritico che hanno interessato nei tempi più recenti la zona, ed in particolare delle divagazioni durante le fasi di piena dei corsi d'acqua che l'attraversavano, con progressiva sedimentazione dei materiali trasportati in sospensione dalla corrente nelle aree circostanti il letto di piena (la sabbia, nelle aree di più alta energia idrodinamica, i limi e le argille nelle zone più depresse).

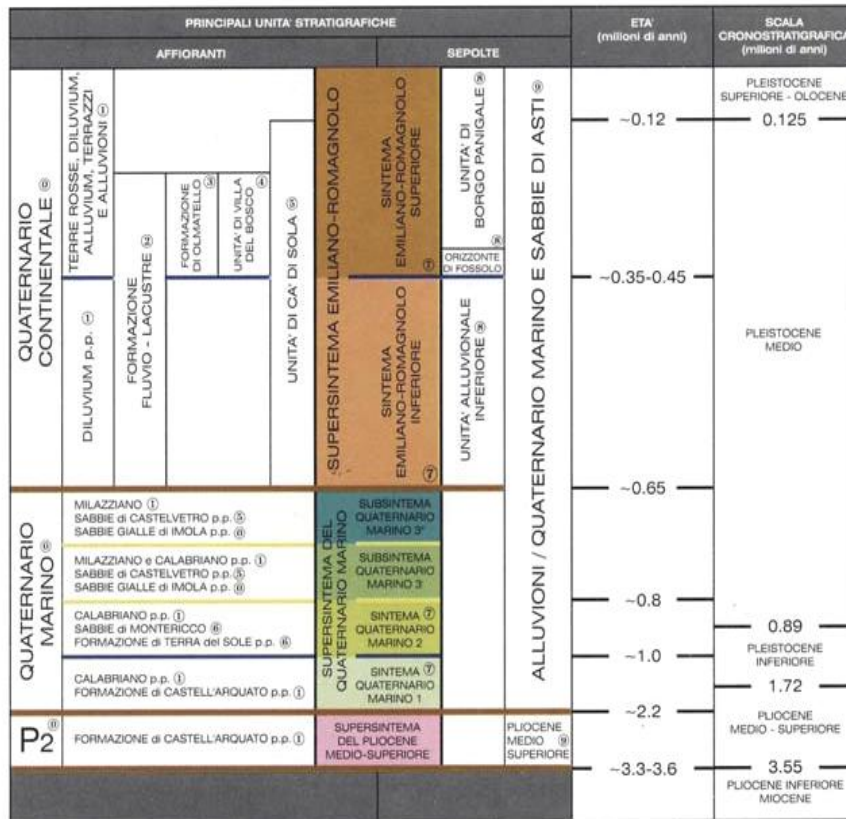
Sono infatti riscontrabili diverse forme relitte attribuibili agli apparati fluviali presenti nella zona: i paleoalvei, ovvero letti o argini fluviali non più attivi, e le paleovalli, ovvero aree depresse collegabili ad antiche conche di decantazione di piene.

Le rocce più antiche costituiscono una parte sepolta dell'Appennino: in particolare, l'area oggetto di studio insiste su una serie di pieghe anticlinali associate a faglie, la cosiddetta Dorsale Ferrarese, il cui movimento è la causa dei terremoti che si sono registrati nella zona.

I sedimenti olocenici superficiali (mediamente i primi 20 metri di profondità), di interesse applicativo, sono la conseguenza della fase di accumulo detritico, di tipo prevalentemente fluviale, successiva alla completa emersione della pianura modenese.

La deposizione di tipo fluviale, avvenuta in modo non uniforme, ha avuto come conseguenza diretta una *estrema eterogeneità granulometrica dei sedimenti*, sia in senso verticale che areale, per cui l'assetto stratigrafico della zona risulta abbastanza complesso.

Dal punto di vista geologico, l'area in oggetto fa parte della **pianura alluvionale ferrarese**: le unità geologiche affioranti sono di ambiente continentale con depositi alluvionali quaternari a granulometria fine (da limi ad argille) .



Riferimenti Bibliografici

- ⑥ Ricci Lucchi et Al. (1982)
- ① Carta Geologica d'Italia 1:100.000
- ② Cremaschi (1982)
- ③ Vai (1984) - Marabini et Al. (1987)
- ④ Farabegoli (1985)
- ⑤ Gasperi et Al. (1987)
- ⑥ Nuova Carta Geologica d'Italia 1:50.000 (in stampa) F. 218 - F. 254
- ⑦ Di Dio et Al. (1997 a/b)
- ⑧ Amorosi & Farina (1994)
- ⑨ AGIP S.p.A. (1982)

Ordinamento delle discontinuità stratigrafiche

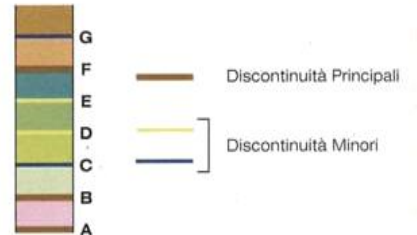


Figura 1 – Unità Stratigrafiche

3.2. Inquadramento Tettonico

Per quanto riguarda l'assetto strutturale, i sedimenti della Pianura Padana ricoprono una catena *Sud vergente* (alpina) nella parte settentrionale, ed una *Nord vergente* (appenninica) a meridione.

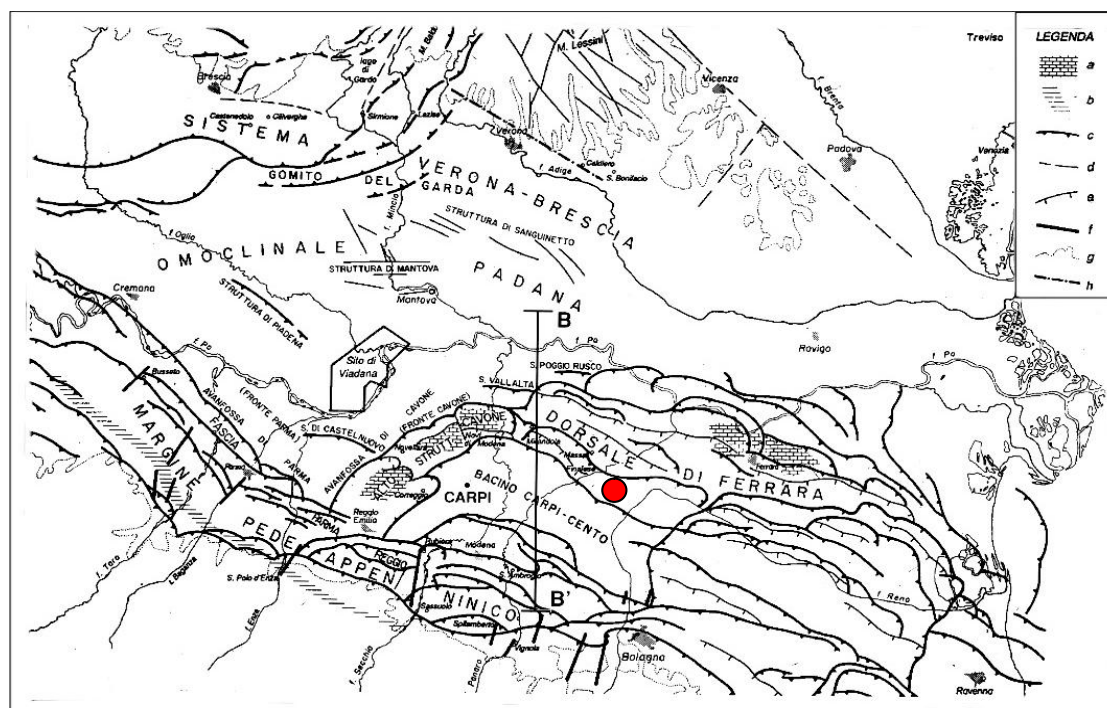
Infatti a NE si trova la grande monoclinale pedealpina veneta, che si contrappone, verso S-SW, ai tre grandi archi di pieghe appenniniche sepolte: quello del Monferrato, quello Emiliano, e quello Ferrarese-Romagnolo.

La presenza di vergenze contrapposte è interpretato come l'effetto di una compressione subita dalla terminazione settentrionale della microplacca Adriatica, che è compresa tra il fronte degli opposti accavallamenti: Sudalpino-Dinarici ed Appenninici.

Viene, quindi, ipotizzata una sutura ad andamento complesso, che forma, nel margine appenninico sovracorrente, un cuneo di accrezione (Treves, 1984).

In esso sono accatastati brandelli di crosta, dai quali si deduce un notevole raccorciamento, legato a subduzione e ad ispessimento crostale.

L'area oggetto di studio ricade in corrispondenza di uno dei due grandi archi di pieghe, la "**Dorsale di Ferrara**", che costituiscono la porzione più esterna dell'Appennino settentrionale.



Quest'ultima è caratterizzata da un'ampia struttura anticlinale molto evidente ed elevata, che corre da Massa Finalese a Mirandola, con direzione complessiva E/SE-N/NW e che, in corrispondenza di Novi di Modena e Correggio, subisce una decisa inflessione verso sud, con andamento SE-NW.

Lungo tali allineamenti, lo spessore dei depositi quaternari è variabile: nell'area bolognese, supera i 300 m [Francavilla et al., 1980; Ori, 1979], e va diminuendo procedendo verso Nord, in direzione di Ferrara, dove la base del Quaternario continentale si riscontra a qualche decina di metri di profondità dal piano campagna attuale.

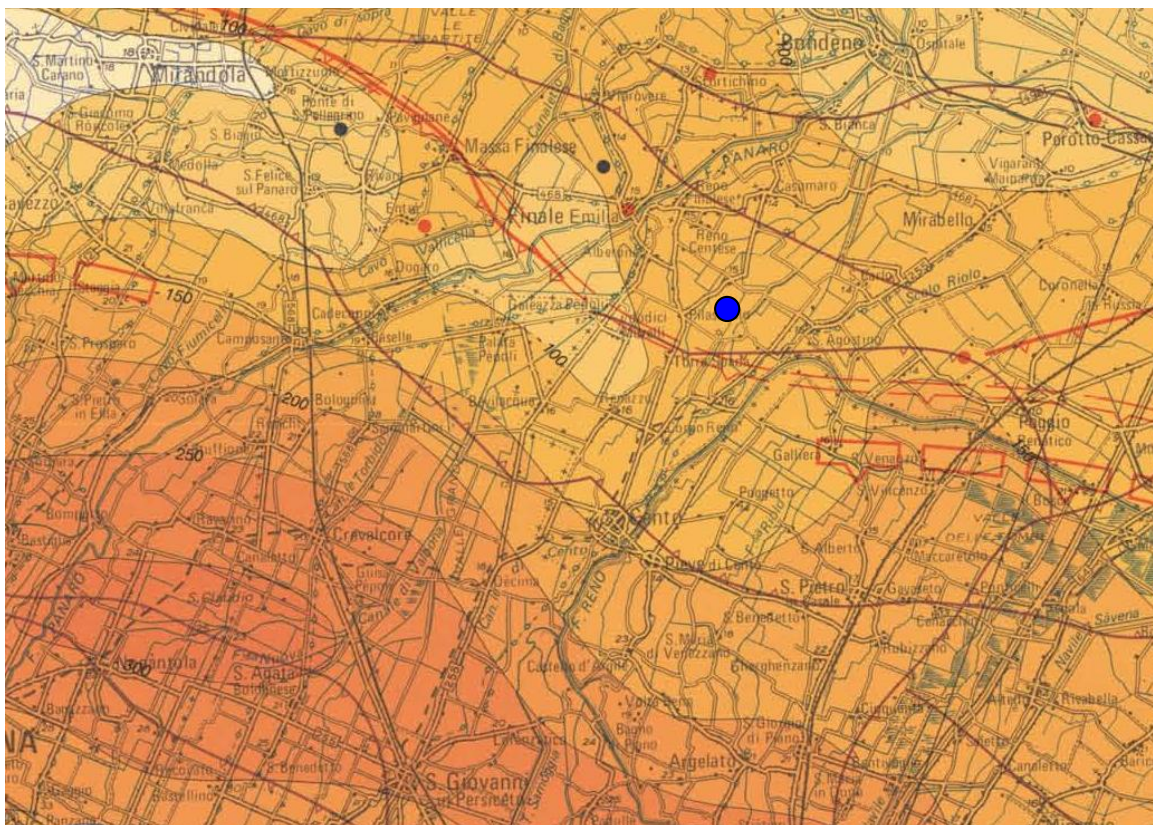


Figura 5 – Estratto della Carta Sismotettonica della Regione Emilia-Romagna: isobate della base del Sintema Emiliano-Romagnolo Superiore, riferite al livello del mare

Nell'area di studio le isobate del SERS (Sintema Emiliano-Romagnolo Superiore) sono indicate a una profondità compresa tra i 150 ed i 100 m.

4. INDAGINI GEOGNOSTICHE

La caratterizzazione **litologica** e **geotecnica** di dettaglio dell'area interessata dal fabbricato oggetto dell'intervento, è stata definita mediante l'esecuzione di n°2 **Prove Penetrometriche Statiche** siglate **CPT1-CPT2** (CPT=Cone Penetration Test) spinte sino alla profondità rispettivamente di 30-16 m da p.c. .

**CPT1****CPT2**

4.1. Metodologia dell'indagine con Prove Penetrometriche Statiche CPT

Per l'esecuzione delle prove si è utilizzato un Penetrometro Statico Olandese tipo Gouda, con spinta da 20 t, modello TG63-200 .

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").

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

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

- diametro di base del cono $\varnothing = 35,7 \text{ mm}$
- area di punta conica $A_p = 10 \text{ cm}^2$
- angolo di apertura del cono $ss = 60^\circ$
- superficie laterale del manicotto $A_m = 150 \text{ cm}^2$

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

- **Rp** (kg / cm²) = resistenza alla punta (conica)
- **RI** (kg / cm²) = resistenza laterale (manicotto)
- **Rt** (kg) = resistenza totale (aste esterne)

La resistenza alla punta Rp e la resistenza laterale RI sono rilevate ad intervalli regolari di 20 cm.

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 Rp/RI fra la resistenza alla punta e la resistenza laterale del penetrometro (Begemann 1965 - Raccomandazioni A.G.I. 1977), ovvero in base ai valori di Rp e del rapporto $FR=(RI/Rp)\%$ (Esperienze di Schmertmann 1978).

Sempre in riferimento alle prove penetrometriche statiche CPT, nelle tavole allegate sono riportate indicazioni concernenti i principali parametri geotecnici :

- coesione non drenata **Cu**
- angolo di attrito interno efficace \varnothing'
- densità relativa **Dr**
- modulo edometrico **Mo**
- modulo di deformazione non drenato **Eu** e drenato **E'**
- peso di volume **Y'**

Le elaborazioni sopraccitate (effettuate mediante un **programma di calcolo automatico**) fanno riferimento ad esperienze e ricerche condotte in vari Paesi da diversi Autori, nonché a conoscenze personali da parte di chi scrive.

4.2. Metodologia dell'indagine con Prospezioni Sismiche

Al fine di determinare il valore della velocità di propagazione delle **onde di taglio V_{s30}** nei primi 30 m, e fornire la **frequenza fondamentale del sito**, è stata eseguita, dal Dott. Geol. Pier Giorgio Spadon, nell'area oggetto di studio, un'indagine **sismica attiva e passiva** (MASW+Re.Mi): in allegato è possibile visionare la relazione in dettaglio.

Il metodo di indagine MASW è l'acronimo di Multi-channel Analysis of Surface Waves (analisi Multi-canale di Onde di Superficie).

Tale metodo analizza la dispersione delle onde di superficie, e si basa sul fatto che frequenze diverse, cioè lunghezze d'onda diverse, viaggiano a velocità diversa.

Si distingue in "attivo" e "passivo": nel "metodo attivo" le onde superficiali sono prodotte da una sorgente impulsiva disposta a piano campagna e vengono registrate da uno stendimento lineare composto da numerosi ricevitori posti a breve distanza (distanza intergeofonica), nel "metodo passivo" lo stendimento presenta le stesse caratteristiche geometriche del metodo attivo ma i ricevitori non registrano le onde superficiali prodotte da una sorgente impulsiva, bensì il rumore di fondo (detto anche "microtremori") prodotto da sorgenti naturali (vento) e antropiche (traffico, attività industriali).

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

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

4.2.1. Metodologia Sismica attiva MASW

L'analisi delle onde superficiali di Rayleigh è stata eseguita utilizzando la strumentazione classica per la prospezione sismica a rifrazione disposta sul terreno secondo un array lineare da 24 geofoni con spaziatura pari a 2 m per una lunghezza totale di 56 m (la configurazione geometrica adottata è stata dettata dalle condizioni logistiche e/o dalla necessità di ricostruire al meglio lo spettro di velocità delle onde superficiali di Rayleigh).

Nella fattispecie per le misure è stato utilizzato sismografo digitale ECHO 12-24 2002 della AMBROGEO srl, caratterizzato da 24 canali di acquisizione digitale con dinamica a 16 bit e campionamento del segnale ad intervalli di 130 microsecondi e filtro analogico Low Pass a 50 Hz .

I dati acquisiti in campagna sono stati quindi elaborati e, grazie ai dati di taratura forniti (prova CPT), è stato possibile ricostruire un modello Vs/profondità attendibile.

L'indagine eseguita ha permesso la determinazione dell'andamento della velocità delle Vs fino ed oltre 30 m di profondità.

4.2.2. Metodologia Sismica passiva Re.Mi

La tecnica Re.Mi (Refraction Microtremor) viene definita passiva a sottolineare che l'energizzazione non dipende dall'operatore, ma è quella spontaneamente presente nell'ambiente: si registra infatti il segnale relativo a microtremori, cioè sollecitazioni di qualsiasi origine, anche antropica, provenienti da sorgenti ignote e isotropiche (disposte in tutte le direzioni) rispetto allo stendimento geofonico.

Il rumore ambientale è caratterizzato in gran parte da onde di Rayleigh caratterizzate da componenti in bassa frequenza, il che vuol dire una indagine più penetrativa della MASW.

Essendo la potenza associata al segnale utile comparabile con quella del rumore di fondo è necessario rilevare un numero di tremori molto elevato, e questo è ottenibile semplicemente andando a allungare i tempi di registrazione del segnale.

La teoria dei rapporti spettrali è in grado di fornire stime affidabili delle frequenze principali dei sottosuoli: informazione di notevole importanza nell'ingegneria sismica.



Documentazione fotografica : Ubicazione stendimento Masw

5. VALUTAZIONI LITOLOGICHE E GEOTECNICHE

5.1. Dati da Prove Penetrometriche Statiche

Con riferimento ai risultati delle indagini e tramite l'esame e l'interpretazione delle curve della resistenza di punta delle prove CPT, si rileva, per il sottosuolo in esame, la presenza di terreni eterogenei costituiti prevalentemente da **terreni alluvionali fini caratterizzati da argille ed argille limose**.

Di seguito si dà una descrizione dei principali livelli riconosciuti, con indicazione dei parametri geotecnici (resistenza di punta R_p , coesione non drenata C_u , angolo di attrito φ).

Dall'analisi dei dati penetrometrici può essere ricostruita la seguente serie stratigrafica:

STRATO	PROFONDITA' <i>m</i>	LITOLOGIA	R_p <i>medio</i> <i>Kg/cm²</i>	C_u <i>medio</i> <i>Kg/cm²</i>	φ <i>medio</i>
1	da p.c. a 2.20	argille limose	9	0.44	-
2	da 2.20 a 3.40	limi sabbiosi	18	0.75	27°
3	da 3.40 a 11.60	argille	11	0.49	-
4	da 11.60 a 15.20	limi argillosi-sabbiosi	29	0.90	28°
5	da 15.20 a 20.00	sabbie limose	80	-	33°
6	da 20.00 a 30.00	argille limose	20	0.78	-

5.2. Falda Freatica

Il livello minimo della falda, misurato il giorno stesso, all'interno dei fori di prova, risulta essere a:

-0.55 metri da quota inizio prova

Tale valore si riferisce al livello che l'acqua raggiunge subito dopo la prova (livello piezometrico), dovuto al grado di risalienza della falda.

Il livello della falda freatica, rispetto al piano campagna, può risultare inoltre variabile nel tempo, in quanto è influenzato dell'entità delle precipitazioni che ne modificano sia la geometria che le quote.

6. SISMICA

6.1. Normativa Sismica

Il sisma è un processo estremamente complesso caratterizzato dalla propagazione tridimensionale nel suolo di onde, dovute principalmente ad un rilascio improvviso di energia legato a fenomeni di frattura o movimenti lungo faglie già esistenti della crosta terrestre.

Per progettare un edificio antisismico è necessario conoscere il movimento del terreno indotto dal terremoto in prossimità dell'edificio.

Il Comune di Cento è stato classificato, in base alla legge 2.2.1974 n°64, come Comune **Non Classificato (NC)**, successivamente, secondo la proposta del Gruppo di Lavoro del 1998 come comune di **III Categoria**, ed infine, secondo l'Ordinanza n°3274 del 20/03/2003 comune in **zona 3**.

Codice Istat 2001	Denominazione	Categoria secondo i Decreti fino al 1984	Categoria secondo la proposta del GdL del 1998	Zona ai sensi dell'Ordinanza n°3274 20/03/2003
08038004	Cento	N.C.	III	3

Per le costruzioni in zona sismica, il parametro atto a definire un terremoto viene individuato con l'**accelerazione orizzontale massima a_g** su suolo di categoria A espresso come frazione dell'accelerazione di gravità g , che questo produce nel substrato con probabilità di accadimento del 10% in 50 anni.

A partire da questa osservazione, il territorio italiano è stato suddiviso in 4 zone sismiche aventi diversi valori di a_g .

ZONA	accelerazione orizz. con prob. di superamento pari al 10% in 50 anni. a_g/g	accelerazione orizz. di ancoraggio dello spettro di risposta elastico (Norme Tecniche) a_g/g
1	>0,25	0,35
2	0,15-0,25	0,25
3	0,05-0,15	0,15
4	<0,05	0,05

Con l'entrata in vigore del D.M. 14 Gennaio 2008 la stima della pericolosità sismica, intesa come accelerazione massima orizzontale su suolo rigido ($V_{s30} > 800$ m/s), viene definita mediante un approccio "**sito dipendente**" e non più tramite un criterio "**zona dipendente**".

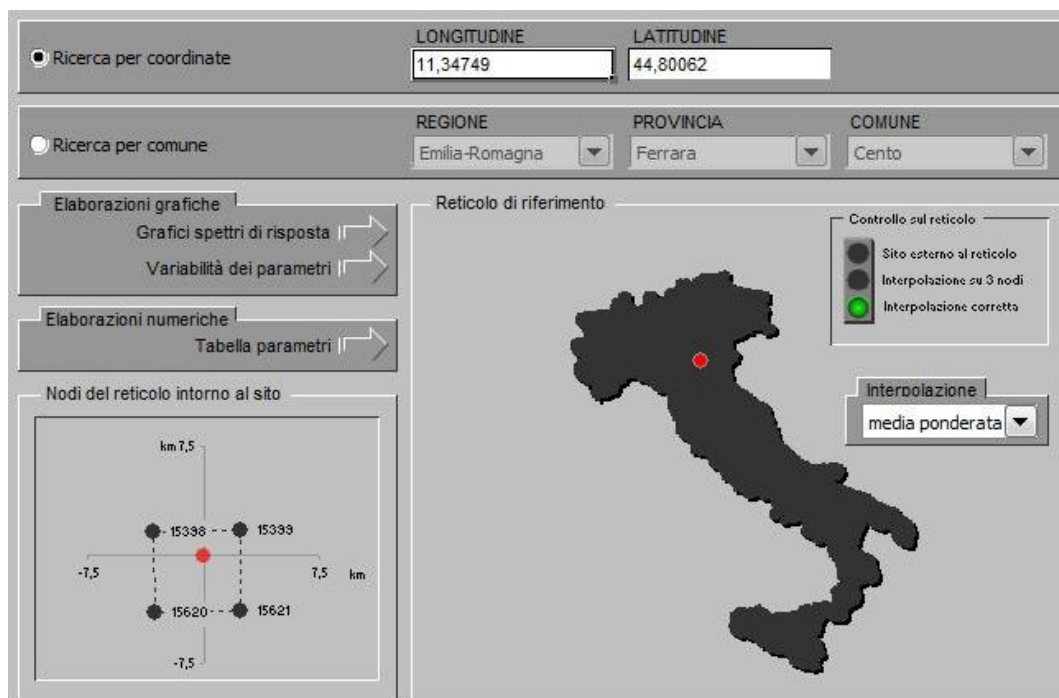
Ciò comporta delle non trascurabili differenze nel calcolo dell'accelerazione sismica di base rispetto alle precedenti normative.

Con le precedenti normative in campo antisismico, applicando il criterio **zona dipendente** avremmo potuto stimare l'accelerazione di base (senza considerare l'incremento dovuto ad effetti locali dei terreni) in maniera automatica, poiché essa sarebbe stata direttamente correlata alla Zona sismica di appartenenza del comune (nel caso di Cento, Zona sismica 3).

Con l'entrata in vigore del D.M. 14 Gennaio 2008 la classificazione sismica del territorio è scollegata dalla determinazione dell'azione sismica di progetto, mentre rimane il riferimento per la trattazione di problematiche tecnico-amministrative connesse con la stima della pericolosità sismica.

Pertanto (secondo quanto riportato nell'allegato A del D.M. 14 Gennaio 2008) la stima dei parametri spettrali necessari per la definizione dell'azione sismica di progetto viene effettuata *calcolandoli direttamente per il sito in esame*, utilizzando come riferimento le informazioni disponibili nel reticolo di riferimento (riportato nella tabella 1 nell'Allegato B del D.M. 14 gennaio 2008).

In Figura 1 è rappresentata l'ubicazione del sito di progetto in riferimento all'ubicazione dei 4 nodi della griglia che comprendono il sito in oggetto.



Tratto da : "Spettri-NTC ver.1.0.3." – Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici – Coordinate ED50

6.2. Pericolosità sismica di base

La pericolosità sismica di base è definita in termini di **accelerazione orizzontale massima attesa a_g** in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con sup. topografica orizzontale (di categoria A), nonchè in termini di **ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$** .

Ai fini delle NTC le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , a partire dai valori dei parametri spettrali :

- ✓ a_g = accelerazione orizzontale massima al sito;
- ✓ F_0 = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- ✓ T_c^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

I valori dei parametri a_g , F_0 e T_c^* , relativi alla pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento, sono forniti nelle tabelle riportate nell'Allegato B delle NTC.

Essi sono relativi a situazioni geologiche corrispondenti ad un **sito con assenza di effetti locali dei terreni**, ovvero con presenza di substrato sismico ($V_{s30} > 800\text{m/s}$) affiorante o subaffiorante ed in condizioni morfologiche pianeggianti.

Per determinare gli effetti dell'azione sismica su un fabbricato, occorre anche definire l'uso a cui viene adibito, (presenza o meno di affollamenti o avente una funzione pubblica ecc...), la **vita nominale V_N** (numero di anni nel quale la struttura, purchè soggetta ad una manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è stata destinata), il **periodo di riferimento V_R** per l'azione sismica, ed il **tempo di ritorno T_R** in funzione dello stato limite considerato (SLO-SLD-SLV-SLC).

PARAMETRI FABBRICATO

- ✓ Vita Nominale $V_N \geq 50$ anni
- ✓ Classe d'uso = II
- ✓ Coeff. Uso $C_U = 1$
- ✓ Periodo di riferimento $V_R = 50$ anni
- ✓ SLV - $P_{VR} = 10\%$
- ✓ Tempo di Ritorno $T_R = 475$

Valori dei parametri per i periodi di ritorno T_R , associati agli Stati Limite

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
SLO	30	0,040	2,546	0,255
SLD	50	0,053	2,465	0,268
SLV	475	0,153	2,589	0,271
SLC	975	0,205	2,538	0,278

Tratto da : "Spettri-NTC ver.1.0.3." – Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

6.3. Risposta sismica locale

Per il sito oggetto di studio sono state compiute specifiche analisi di valutazione della risposta sismica locale verificando:

- la categoria del sottosuolo di fondazione, mediante la stima del parametro V_{s30} e di conseguenza valutare l'incremento sull'azione sismica ;
- il coefficiente di amplificazione stratigrafica [S_s];
- il coefficiente di amplificazione topografica [S_T];
- l'accelerazione orizzontale massima [a_{max}]

6.3.1. Determinazione della categoria del sottosuolo

Ai fini della identificazione della categoria del sottosuolo, le Norme Tecniche per le Costruzioni indicano che la classificazione venga effettuata in base alla V_{s30} , mediante l'esecuzione di prove geofisiche per la **determinazione diretta** della velocità equivalente di propagazione entro 30 m di profondità delle onde di taglio, calcolata con la seguente espressione:

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_i}}$$

Dove:

h_i = spessore (in m);

V_i = velocità delle onde di taglio dello strato i -esimo, per un totale di N strati presenti nei 30 m superiori;

N = numero di strati.

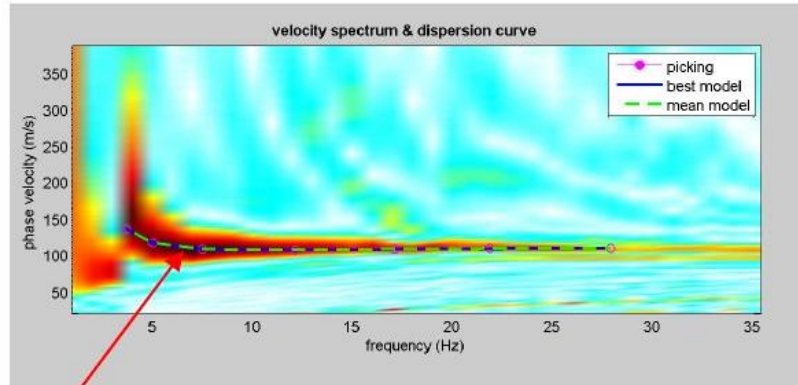
A tal fine è stata quindi eseguita un'indagine sismica attiva e passiva (MASW+Re.Mi), la cui relazione in dettaglio, a firma del Dott. Geol. Pier Giorgio Spadon, è visionabile in allegato.

In base ai dati riportati nella relazione sismica si ricava che la velocità equivalente V_{s30} di propagazione delle onde di taglio è di:

$$V_{s30}: 146 \text{ m/s}$$

La categoria di sottosuolo attribuita al sito è la categoria D ovvero:

“ Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina) ”.



Modo fondamentale

Figura 4

MASW 1: Grafici ad Isolinee nel dominio velocità di fase – frequenza.

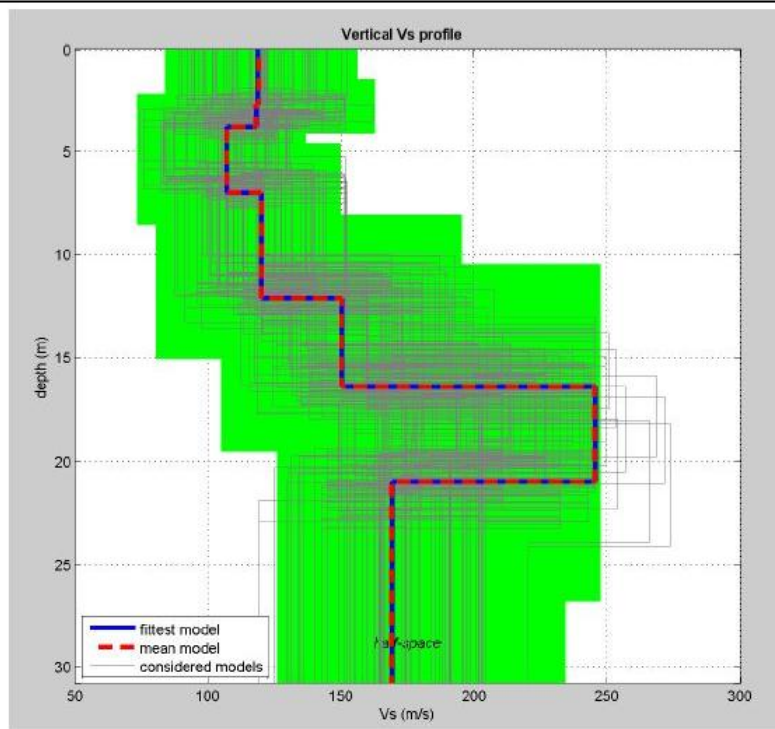


Figura 6 Profilo di velocità delle onde S stimato nel sito in esame.

Strato	Vp (m/s)	Vs (m/s)	Spessore
1	253	119	2.7
2	249	118	1.1
3	228	107	3.2
4	252	120	5.1
5	320	150	4.3
6	526	245	4.5
7	317	169	Inf.

VS 30 = 146 m/s suolo di tipo D

Tabella 1 Modello di velocità delle onde S per il sito in esame.

6.3.2. Determinazione della frequenza caratteristica di sito

Al fine di definire la frequenza caratteristica di sito, è stata eseguita, dal Dott. Geol. Pier Giorgio Spadon una indagine geofisica sismica passiva Re.Mi mediante uno stendimento lineare da 24 geofoni a bassa frequenza .

Di particolare importanza è la prima frequenza naturale di vibrazione del deposito f_1 , denominata frequenza fondamentale di risonanza:

$$f_1 = 1 / T1 = Vs / 4H$$

E' necessario porre estrema attenzione a fenomeni di "doppia risonanza", cioè la corrispondenza tra le frequenze fondamentali del segnale sismico così come trasmesso in superficie e quelle dei manufatti ivi edificati .

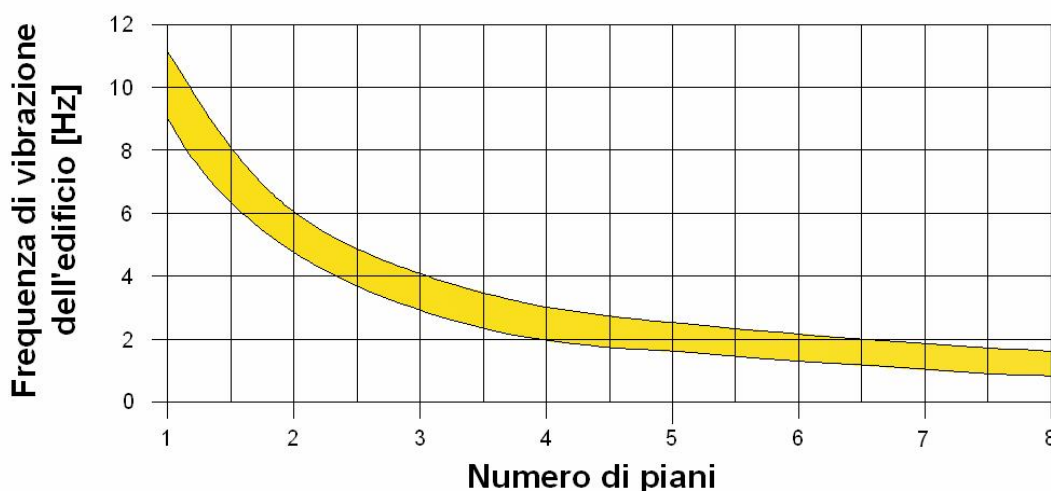
Dal punto di vista empirico, è noto che la frequenza di risonanza di un edificio è governata principalmente dall'altezza e può essere pertanto calcolata, in prima approssimazione, secondo la formula (cfr. Es. Pratt):

$$\text{freq. Naturale edificio} \approx 10 \text{ Hz} / \text{numero piani}$$

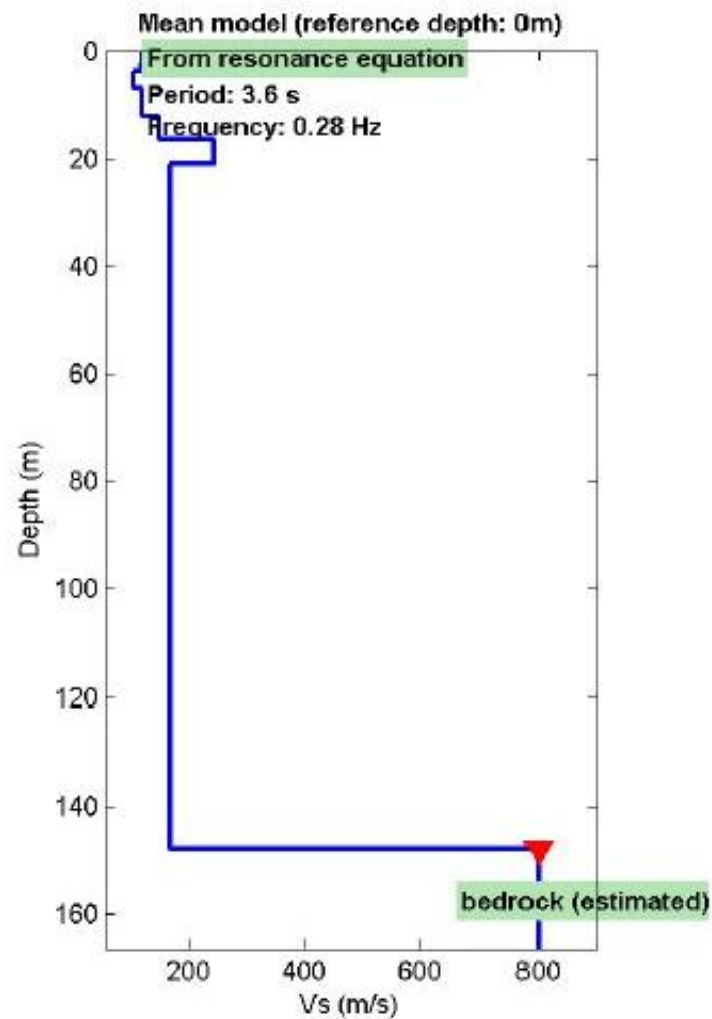
E' la coincidenza di risonanza tra terreno e struttura:

$$\text{freq. naturale edificio} \approx \text{freq. fondamentale di sito}$$

ad essere particolarmente pericolosa, poiché da luogo alla massima amplificazione e deve quindi essere oggetto di studi approfonditi.



Relativamente alla prova svolta, è stato individuato un “bedrock like” alla profondità di circa 145 m dal p.c.: il periodo di oscillazione dei depositi risulta di **3.6 sec** e la frequenza di possibile risonanza di **0.28 Hz** .



6.3.3. Amplificazione Stratigrafica - Amplificazione Topografica

In base alle condizioni litologiche e morfologiche locali, le Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC), dopo aver individuato le "categorie di sottosuolo", assegna ad ognuna un valore del coefficiente S_s (Coeff. di amplificazione stratigrafica) e di C_c , definiti secondo le formule presenti nella tabella allegata:

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_c^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_c^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_c^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_c^*)^{-0,40}$

Nel nostro caso, avendo definito la **categoria del sottosuolo=D** ed avendo preso a riferimento i valori relativi allo stato limite **SLV** (Stato Limite di salvaguardia della Vita):

- **$a_g/g = 0,153$**
- **$F_o = 2,89$**
- **$T_c^* = 0,271 (s)$**

i valori di S_s e C_c saranno :

$$S_s = 1,80 \quad C_c = 2,402$$

Per la verifica delle opere realizzate sui versanti e per l'analisi delle condizioni di stabilità dei pendii, la valutazione dell'amplificazione topografica viene effettuata tramite il coeff. S_T , applicabile nel caso di configurazioni geometriche (creste o dorsali allungate) di altezza sup. a 30 m .

Nel caso di pendii con inclinazione inf. a 15° gli effetti topografici possono essere trascurati.

Categoria Topografica	Caratteristiche della sup. Topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	Sup. pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $\leq 15^\circ$	-	1,0
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Nel nostro caso trovandoci in zona sub-pianeggiante il valore di S_T corrisponde a:

$$S_T = 1$$

Per cui il coefficiente S , che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche è dato da:

$$S = S_S \times S_T = 1,80 \times 1 = 1,80$$

6.3.4. Accelerazione orizzontale massima

L'accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero, definita nelle tabelle riportate nell'Allegato B delle NTC (valore coincidente con quello indicato dalla normativa regionale), non può essere utilizzata direttamente per calcolare l'accelerazione indotta sulla struttura, poichè, per come è stata definita, non corrisponde all'accelerazione al suolo della fondazione del sito in esame, ma è relativa ad una situazione geologica corrispondente ad un sito con "assenza di effetti locali dei terreni", ovvero con presenza di substrato sismico ($V_{s30} > 800\text{m/s}$) affiorante o subaffiorante ed in condizioni morfologiche pianeggianti.

Quindi, per determinare l'accelerazione orizzontale massima [a_{max}] del terreno che caratterizza il sito, è necessario prendere in considerazione il coefficiente S che tiene conto del coeff. di amplificazione stratigrafica S_S e del coeff. di amplificazione topografica S_T .

Il valore di a_{max} sarà dato da :

$$a_{max} = a_g \times S = 0,153 \times 1,80 = 0,28 \text{ g}$$

6.3.5. Risposta sismica locale Delibera Ass. Legislativa 112/07

La normativa regionale di riferimento, per la pianificazione territoriale e urbanistica, ad integrazione delle NTC, fornisce dei valori del coefficiente di sito (definito come *fattore di amplificazione F.A.*) in funzione della V_{S30} , i quali sono stati tarati sugli specifici ambiti geomorfologici, geologici, geotecnici che caratterizzano il territorio Regionale e sono basati su studi di amplificazione sismica locale.

Il territorio del comune di **Cento** ricade, in particolare, nell'ambito definito "**PIANURA 2**", (profilo stratigrafico costituito da alternanze di sabbie e peliti, con spessori anche decametrici, talora con intercalazioni di orizzonti di ghiaie con substrato profondo > 100 m da p.c.) i cui fattori di amplificazione corrispondono a :

F.A. P.G.A.										
V_{S30}	200	250	300	350	400	450	500	600	700	800
F.A.	1.5	1.5	1.5	1.4	1.4	1.4	1.3	1.1	1.0	1.0

F.A. INTENSITA' SPETTRALE - $0.1s < T_0 < 0.5s$										
V_{S30}	200	250	300	350	400	450	500	600	700	800
F.A.	1.8	1.8	1.7	1.7	1.5	1.4	1.3	1.2	1.0	1.0

F.A. INTENSITA' SPETTRALE - $0.5s < T_0 < 1.0s$										
V_{S30}	200	250	300	350	400	450	500	600	700	800
F.A.	2.5	2.3	2.3	2.0	1.8	1.7	1.7	1.5	1.2	1.0

Per il comune di Cento è stata definita una a_{refg} (10% probabilità di superamento in 50 anni) del valore di accelerazione massima orizzontale di picco al suolo, per $T=0$ pari a :

$$a_{refg} = 0,157 \text{ g}$$

Con una F.A. di P.G.A.=1.5 ($V_{S30}<200$), ed un F.A. topografico di 1, si ottiene una accelerazione massima di picco al suolo di :

$$a_{cc \text{ max}} = 0,236 \text{ g}$$

Il valore di accelerazione alla superficie, ottenuto secondo l'approccio di calcolo imposto dalla D.A.L. 112/2007, risulta inferiore rispetto a quello ottenuto secondo l'approccio semplificato proposto dal DM 14/01/2008, che è pari a $a_{max} = 0.28 \text{ g}$.

Pertanto, ai fini della determinazione dell'azione sismica di progetto, si adotterà il valore derivante dal modello numerico di risposta sismica locale, in quanto piu' cautelativo.

6.4. Magnitudo di Riferimento

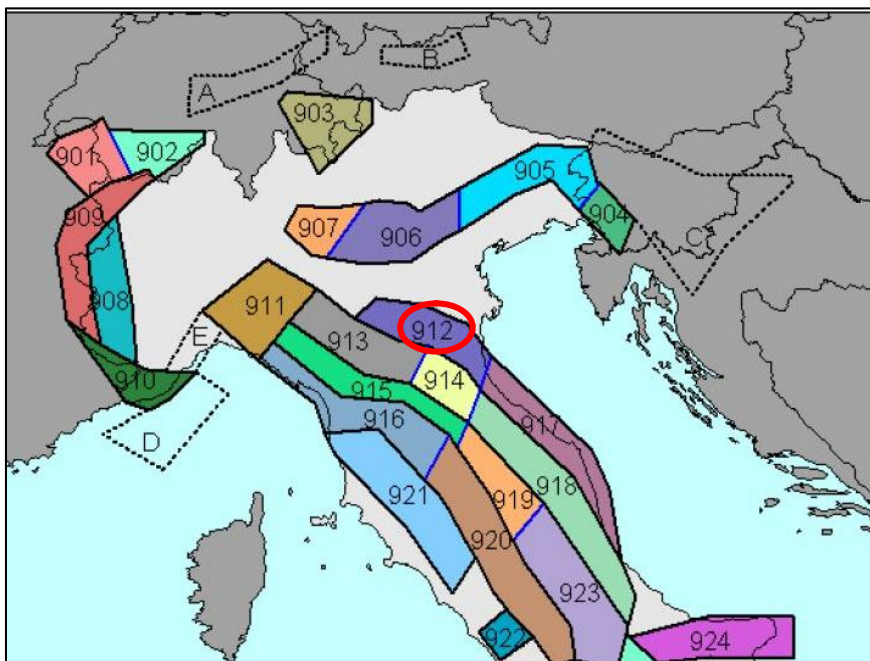
Per moto sismico di riferimento si intende il moto causato dall'evento atteso, nel sito in esame, in relazione ad un'adeguata analisi di pericolosità.

I parametri più rappresentativi per caratterizzare l'ampiezza di un moto sismico sono i valori di picco di accelerazione, velocità e spostamento ed il contenuto in frequenza.

Le caratteristiche energetiche di un sisma sono invece ben rappresentate dalla **magnitudo**, grandezza espressa in funzione del logaritmo dell'ampiezza di un parametro rappresentativo del moto, come l'accelerazione di picco, misurata ad una distanza epicentrale di riferimento.

L'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, ha suddiviso il territorio nazionale in zone sismogenetiche, tale zonazione viene chiamata ufficialmente **ZS9**.

Rispetto alle zonazioni precedenti, in questo caso le zone sorgente sono state disegnate più vincolate rispetto alle sorgenti sismogenetiche e alla sismicità storica e strumentale e le aree circostanti sono state cautelate attraverso i normali effetti di propagazione della pericolosità sismica al di fuori delle zone sorgente.



Cento rientra nella **Zona sismogenetica 912**, essa rappresenta la porzione più esterna della fascia in compressione dell'Appennino Settentrionale caratterizzata dallo sprofondamento passivo della litosfera adriatica (placca tettonica "Adria") sotto il sistema di catena nell'Arco Appenninico Settentrionale (placca tettonica "Northern Apenninic Arc") con cinematismi attesi di sovrascorrimenti e faglie trascorrenti aventi assi SW-NE. I terremoti storici hanno raggiunto valori pari a $M=5,9$, con zone ipocentrali verificatesi generalmente a profondità comprese tra 6 e 8 Km con profondità efficace di 7 km.

Nella Zona Sismogenetica 912 è previsto, sulla base dei meccanismi focali, valori di massima magnitudo pari a $M_{w_{max}} = 6,14$.

Le componenti deformazionali, indotte dalle strutture sismogeniche poste al contorno, comportano modesti accumuli di energia, i quali si liberano saltuariamente nelle aree di minore resistenza.

Queste ultime sono deformazioni secondarie che, seppur debolmente, risultano tettonicamente e sismicamente attive.

L'analisi degli eventi sismici avvenuti nel periodo tra Maggio e Giugno 2012, che hanno colpito maggiormente i territori della Pianura Padana Emiliana, hanno portato alla distinzione di tre differenti sequenze sismiche di cui la prima del 20 Maggio (Finale Emilia, ML=5,9), la seconda il 29 Maggio (Medolla, ML=5,8) e la terza del 03 Giugno (Novi di Modena, ML=5,1).

La distribuzione degli ipocentri, ricavata mediante una suddivisione in classi di profondità degli eventi, evidenzia due fasce distinte entrambe in direzione W-E, di cui la fascia più a nord mostra sismi con profondità minori di 10 km, mentre nella fascia più a sud gli eventi hanno prevalentemente profondità ipocentrali maggiori di 10 km.

Tramite i meccanismi focali è stato possibile interpretare il tipo di rottura, dovuta a faglie inverse con una direzione di massima compressione orizzontale media N-S, ed un solo evento che presenta rottura per faglia normale con allungamento massimo orizzontale in direzione N-S.

I dati raccolti hanno portato alla definizione di un modello sismotettonico, distinguendo due strutture sismogenetiche rappresentate da due *thrusts* che hanno generato le tre sequenze sismiche del 20 e 29 Maggio e del 03 Giugno 2012.

*Alla luce dei recenti episodi sismici che hanno interessato la pianura padana emiliana, in riferimento all'area di intervento, è stato però usato un valore cautelativo di riferimento di magnitudo pari a: **Mw=6,14.***

[ML=magnitudo locale]

[Mw=magnitudo momento]

6.5. Analisi del Rischio di Liquefazione

Per liquefazione si intende un processo di accumulazione della pressione del fluido interstiziale che causa, in un terreno non coesivo saturo (sabbia, ghiaia, limo non plastico), diminuzione della resistenza e/o rigidità al taglio a seguito dello scuotimento.

La liquefazione consiste quindi in una diminuzione della resistenza del terreno, a seguito del raggiungimento della condizione di fluidità.

Nel caso di un terremoto che inneschi il processo di liquefazione, la massa del suolo resta in movimento fino a che non raggiunge una nuova condizione di stabilità.

Il pericolo di liquefazione aumenta al diminuire :

- della coesione C_u ;
- dell'angolo di attrito φ ;
- della tensione totale σ_n ;

e all'aumentare della pressione interstiziale p .

La probabilità che nei terreni sabbiosi saturi si verifichino fenomeni di liquefazione è bassa o nulla se si verifica almeno una delle seguenti condizioni:

1. eventi sismici attesi di magnitudo M inferiore a 5;
2. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di $0,1g$;
3. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
4. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura (a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ ed in Figura (b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$;
5. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$ dove $(N1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa.

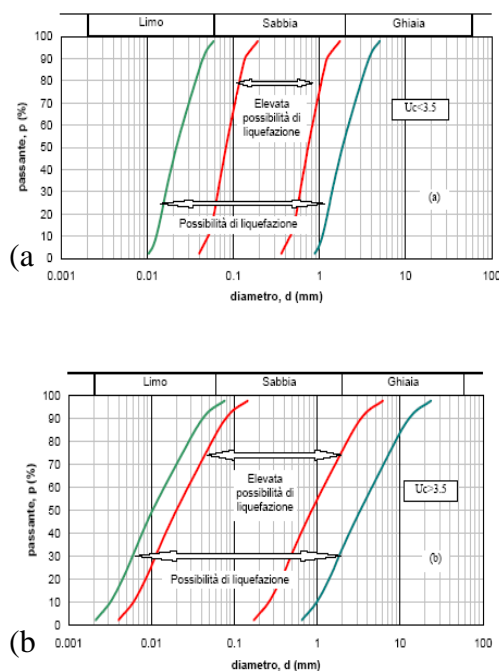


Figura 1 - Fasce granulometriche per la valutazione preliminare della suscettibilità alla liquefazione di un terreno per i terreni a granulometria uniforme (a) ed estesa (b) (da AGI, 2005)

Il rischio di liquefazione riguarda pertanto situazioni in cui la falda freatica si trova in prossimità della superficie, ed i terreni di fondazione risultano caratterizzati da potenti strati o lenti spesse (di almeno 1 metro) di sabbie sciolte sotto falda, anche se contenenti una frazione fine limosa-argillosa .

Nel nostro caso, il sito è caratterizzato dalla presenza di una falda freatica superficiale rilevata ad una quota minima di -0.55 m da p.c., e da una stratigrafia caratterizzata prevalentemente da banchi argillosi-limosi di natura coesiva, da p.c. sino a 30 m, con la presenza di due banchi granulari tra 2.20 e 3.40 m e tra 15.20 a 20.00 m da p.c. .

6.5.1. Calcolo del Fattore di Resistenza alla Liquefazione

Per la definizione del fattore di resistenza alla liquefazione si è verificato il rapporto che intercorre fra le sollecitazioni di taglio che producono liquefazione, e quelle indotte dal terremoto, valutando i parametri relativi sia all'evento sismico sia al deposito, attraverso il software **LiqIT v. 4.7.7.1 della Geologismiki Geotechnical Engineers** - Serrai (Grecia).

In prima fase si è partiti con l'identificazione degli strati potenzialmente liquefacibili escludendo dall'analisi:

- gli strati di terreno **ubicati al di sopra della falda** (non suscettibili di liquefazione da un punto di vista fisico);
- gli strati di terreno **ubicati oltre i 20 m di profondità** (non suscettibili di liquefazione da un punto di vista fisico);
- i terreni per i quali il valore dell'indice I_c (definizione del tipo di suolo - Robertson e Wride, 1998) siano risultati maggiori di **$I_c > 2.6$** (non suscettibili di liquefazione da un punto di vista litologico). Il valore assunto dall'indice di classificazione del terreno I_c (funzione della resistenza alla punta e dell'attrito laterale misurati da prove penetrometriche statiche) rappresenta, nel metodo di Robertson e Wride, una soglia tra i terreni considerati potenzialmente liquefacibili ($I_c < 2.6$ – sabbie in matrice fine, sabbie limose, sabbie pulite, sabbie ghiaiose) da quelli non liquefacibili ($I_c > 2.6$ – limi argillosi, argille limose, argille), i quali vengono esclusi dalla verifica;
- i terreni per i quali il valore di **resistenza normalizzata stimato (qc_{1N})_{cs}** sia risultato **maggiore di 160** (non suscettibili di liquefazione da un punto di vista meccanico);
- i banchi con **spessori inferiori al metro** (potenzialmente suscettibili di liquefazione ma non rilevanti).

Per i restanti livelli, la resistenza del deposito alla liquefazione è stata valutata in termini di **fattore di resistenza alla liquefazione F_L** , adottando il metodo di **Robertson e Wride (1998)**, che individua ad ogni profondità z del deposito, il coeff. di sicurezza alla liquefazione, espresso dal rapporto fra la resistenza del terreno agli sforzi di taglio ciclico limite e la sollecitazione di taglio massima indotta dal sisma, e cioè:

$$F_L = \frac{CRR}{CSR} \cdot MSF$$

dove:

- **CRR=Cyclic Resistance Ratio**, indica la resistenza del terreno agli sforzi di taglio ciclico, normalizzata rispetto alla pressione verticale efficace σ'_{v0} ;

$$CRR = \frac{\tau_{ult}}{\sigma'_{v0}}$$

- **CSR= Cyclic Stress Ratio**, indica la sollecitazione di taglio massima indotta dal sisma.

$$CSR = \frac{\tau_{media}}{\sigma'_{v0}} = 0.65 \frac{S a_g}{g} \frac{\sigma_v}{\sigma'_{v0}} r_d$$

- **MSF=** fattore di correzione della magnitudo (Seed e Idriss, 1982)

Dal rapporto tra il numeratore con il denominatore, se il risultato è **$F_L > 1,00$** il livello viene considerato **NON LIQUEFACIBILE**, se inferiore **LIQUEFACIBILE**.

6.5.2. Calcolo dell'Indice del Potenziale di Liquefazione

L'indice del potenziale di liquefazione I_L , è stato introdotto da **IWASAKI et al. [1982]** allo scopo di *fornire una misura integrale degli effetti della liquefazione per una singola verticale* (per i quali sono disponibili al variare della profondità z i valori del fattore di sicurezza F_L).

Quando $F_L < 1$ lo strato di terreno è liquefacibile, ma questa situazione non comporta necessariamente il collasso o una perdita di funzionalità delle strutture interagenti con il terreno, in quanto le effettive conseguenze dell'insorgere del fenomeno della liquefazione dipendono dall'estensione del fenomeno stesso, dalla profondità a cui si verifica e dalle condizioni del piano di campagna (inclinazione, presenza di incisioni che comportino la presenza di sforzi di taglio statici, ecc.) .

L'indice del potenziale di liquefazione è il parametro indicativo dell'estensione che il fenomeno della liquefazione può avere nel deposito e può essere così calcolato:

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

dove 20 è la profondità critica entro la quale si ritengono significativi gli effetti della liquefazione e $w(z)$ è una funzione di pesi, linearmente decrescente con la profondità, che tiene conto della profondità dello strato liquefacibile, attribuendo peso maggiore agli strati più superficiali ed è data da:

$$w(z)=10-0.5z$$

Ad una data quota z il fattore $F(z) = F$ vale:

$$F = 1 - F_L \text{ se } F_L \leq 1.0$$

$$F = 0 \text{ se } F_L > 1.0$$

dove F_L è il fattore di sicurezza alla liquefazione alla quota considerata.

Una volta calcolato il valore dell'indice del potenziale di liquefazione per la verticale considerata, è possibile associare al sito corrispondente una classe di pericolosità, secondo la seguente classificazione :

INDICE DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE	RISCHIO DI LIQUEFAZIONE
$I_L = 0$	nullo
$0 < I_L \leq 5$	basso
$5 < I_L \leq 15$	elevato
$I_L > 15$	estremamente elevato

6.5.3. Risultati della verifica del rischio di liquefazione

Le verifiche sono state effettuate mediante il software **LiqIT v. 4.7.7.1 della Geologismiki Geotechnical Engineers**, sviluppato in collaborazione col Prof. Peter Robertson.

I parametri utilizzati per la verifica sono stati i seguenti:

- ✓ accelerazione orizzontale massima attesa al sito $a_{max} = 0.28 \text{ g}$;
- ✓ magnitudo del sito **Mw = 6,14**;
- ✓ profondità falda = **-0,55 m** da p.c. riscontrata al momento dell'indagine;
- ✓ profondità falda da sisma: posta a **-0.55 m** da p.c. .
- ✓ fattore di correzione MSF (Seed e Idriss 1982 come da specifiche DAL 112/07)

Dai risultati ottenuti si evidenzia che:

- i banchi granulari localizzati tra 2.20-3.40 m e tra 15.20-20.00 m presentano valori dell'**indice Ic <2.6** e quindi vengono sottoposti a verifica liquefazione;
- per il banco granulare posto tra 2.20-3.40 m la verifica al rischio di liquefazione ha evidenziato valori del **fattore di resistenza alla liquefazione $F_L > 1$** e quindi il banco non risulta liquefacibile.

- per il banco granulare posto tra 15.20-20.00 m la verifica al rischio di liquefazione ha evidenziato valori del **fattore di resistenza alla liquefazione $F_L > 1$** (solamente due livelli di 20 cm presentano valori di $F_L = 0.71-0.97$) e quindi il banco viene considerato non liquefacibile.
- il calcolo dell'**indice del potenziale di liquefazione**, per la verticale esaminata, risulta pari a $I_L = 0,15$ cioè rischio basso. Tale valore deriva dalla verifica dei singoli livelli di 20 cm presenti nella verticale della prova;
- il calcolo del **cedimento post-sismico** del livello granulare saturo, ha dato un valore pari a 1.97 cm .

In base a tali risultati non si ritiene quindi di fare rientrare il sito di studio in classe S2.

In allegato vengono riportate tutte le elaborazioni fornite dal programma.

6.6. Verifica di coerenza con lo studio di microzonazione sismica comunale - Ordinanza RER 70/2012

Dalla consultazione delle carte relative all'ordinanza n.70 del 13/11/2012 della Regione Emilia Romagna, per il sito oggetto di studio emerge quanto segue:

- 1) **l'area non risulta compresa nelle aree di studio di microzonazione sismica**, in quanto trattasi di zona agricola, e quindi al di fuori delle aree di centri abitati e nelle aree di potenziale ricostruzione ed espansione;
- 2) in base ai dati acquisiti, l'area in oggetto potrebbe essere inserita in **zona LQ2**, cioè zona potenzialmente instabile, in quanto suscettibile di amplificazione e liquefazione; per tale motivo si è proceduto quindi con la verifica del rischio di liquefazione, intesa come verifica della presenza delle condizioni predisponenti, ed avendo avuto questa esito positivo (le indagini geognostiche di riferimento hanno evidenziato la presenza di intervalli granulari significativi tra 15 e 20 metri di profondità), si è passati alla stima dell'**Indice di Liquefazione IL** (IWASAKI *et al.* 1982 - analisi di terzo livello di approfondimento, cfr paragrafo 4.2 degli indirizzi regionali, DAL 112/2007);
- 3) dalla verifica eseguita (alle condizioni di analisi, vale a dire $M_W=6,14$ - $a_{max}= 0.28$ g da MS, TR=475 anni) si ottiene un valore dell'indice di liquefazione **$IL < 2$** , per cui si può ritenere la probabilità di liquefazione molto bassa: a tal proposito, si rammenta che in occasione degli eventi sismici del Maggio 2012 non si sono riscontrati situazioni di liquefazioni nell'area di studio e in zone limitrofe.

Di seguito uno stralcio della Stralcio della Carta delle Microzone Omogenee in Prospettiva Sismica (RER Ord. 70/2012) con indicata l'area di studio.

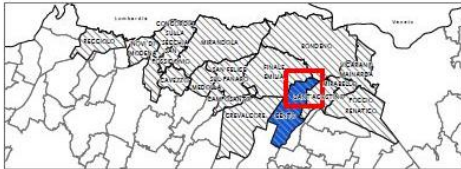


Ordinanza del Commissario delegato per la ricostruzione
 n. 70 del 12 novembre 2012

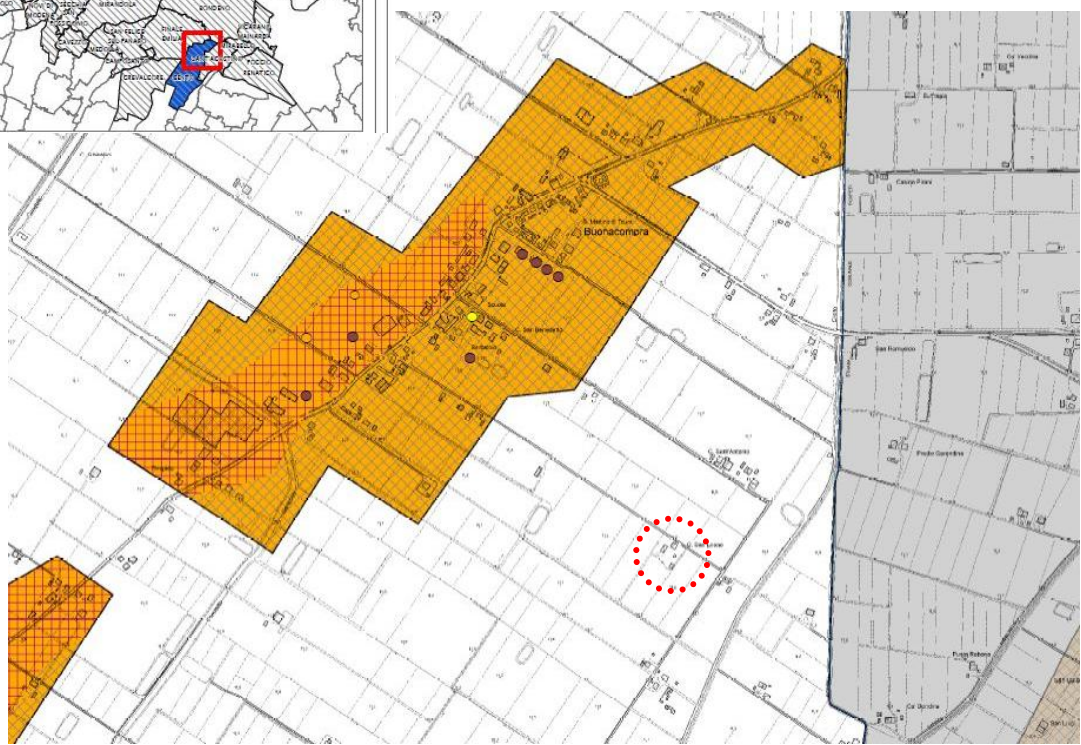
MICROZONAZIONE SISMICA
 Carta delle Microzone Omogenee
 in Prospettiva Sismica

scala 1 : 10000
 Versione 2.0 - 14/11/2014





Comune di CENTO (FE)(3° di 3)











**Stralcio della Carta delle Microzone Omogenee
 in Prospettiva Sismica (RER Ord. 70/2012)**




Zone suscettibili di amplificazione e liquefazione.

-  Substrato a profondità ≥ 120 m
 Presenza di terreni suscettibili di liquefazione già nei primi 10 m dal piano campagna
-  Substrato a profondità ≥ 120 m
 Presenza di terreni suscettibili di liquefazione tra 10 e 20 m dal piano campagna
-  Substrato a profondità < 120 m
 Presenza di terreni suscettibili di liquefazione già nei primi 10 m dal piano campagna
-  Substrato a profondità < 120 m
 Presenza di terreni suscettibili di liquefazione tra 10 e 20 m dal piano campagna

Prove geotecniche utilizzate per la stima della profondità degli orizzonti liquefacibili

-  L1 - orizzonti liquefacibili (minimo 20 cm) presenti sotto falda già nei primi 5 m dal piano campagna
-  L2 - orizzonti liquefacibili (minimo 1 m) presenti tra 5 m e 10 m dal piano campagna
-  L3 - orizzonti liquefacibili (minimo 2 m) presenti tra 10 m e 15 m dal piano campagna
-  L4 - orizzonti liquefacibili (minimo 2 m) presenti tra 15 m e 20 m dal piano campagna
-  N - assenza di orizzonti liquefacibili (valutazione nei primi 20 m)
-  X - dato non interpretabile
-  punti di liquefazione
-  fratture o allineamenti di punti di liquefazione

 Area di studio

7. ANALISI DELL'OPERA

Il progetto in esame consiste nella demolizione e ricostruzione, su stesso sedime, di un fabbricato .

Per le verifiche geotecniche ci sono stati comunicati i seguenti dati tecnici:

- *carico* max trasmesso dalla struttura alla fondazione: non pervenuto;
- *dimensioni* fondazione a platea: BxL=8.40x17.74 m;
- *piano di posa*: -0.80 da p.c..

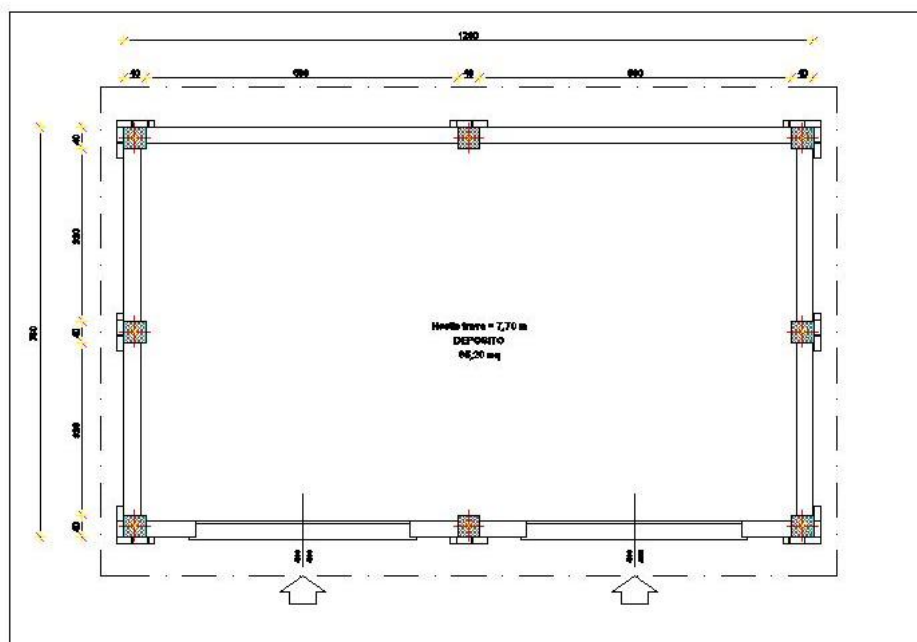
Le verifiche eseguite, basandosi quindi su "IPOTESI" progettuali, sono da ritenersi **indicazioni di massima** che il calcolatore dovrà comunque verificare, confrontando tali dati preliminari con quelli definitivi di progetto.

In via preliminare sono state quindi verificate fondazioni superficiali tipo :

- **PLATEA**, in c.a., impostate a circa **-0.80 m di profondità** all'attuale piano cortile, con dimensioni **BxL=8.40x17.74 m** .

ATTENZIONE

Per quanto riguarda la profondità del piano di posa delle nuove fondazioni, si consiglia di impostare le stesse su terreno naturale, bypassando le eventuali fondazioni esistenti .



8. MODELLAZIONE GEOTECNICA

Secondo quanto disposto dalle Norme Tecniche si è partiti dai parametri medi per ricavare i **valori caratteristici** dei parametri geotecnici con associata una probabilità di non superamento del 5%.

Considerando la variabilità di una grandezza, il **valore caratteristico** è quello che, nell'arco di vita dell'opera, corrisponde ad una prefissata probabilità per la grandezza di presentarsi con un valore più sfavorevole.

❖ **Valore caratteristico = pedice k**

$$\varphi_k = \varphi_m \cdot (1 - 1,645 \cdot V_\varphi) \quad C_{u_k} = C_{u_m} \cdot (1 - 1,645 \cdot V_{C_u})$$

PARAMETRI GEOTECNICI

Comportamento geotecnico	Valore medio C_{u_m}	Valore caratteristico C_{u_k}
coesivo	0.44 kg/cm ²	0.35 kg/cm ²

La normativa impone l'utilizzo di coefficienti parziali (γ_m) riduttivi da applicare ai valori caratteristici (V_k) dei parametri di resistenza del terreno secondo due combinazioni denominate **M1** e **M2**.

Per il calcolo della resistenza di progetto R_d i corrispondenti valori di progetto delle proprietà del terreno X_d sono stati ricavati dai "valori caratteristici X_k " mediante la seguente relazione:

$$X_d = X_k / \gamma_m$$

Coefficienti parziali per i parametri del terreno			
		γ_m	
		M1	M2
Granulare	$\tan(\varphi'_k)$	1,0	1,25
	c'_k	1,0	1,25
	γ	1,0	1,0
Coesivo	C_{u_k}	1,0	1,4
	γ	1,0	1,0

Valori di Progetto [d]

	M1	M2
Comportamento geotecnico	C_{u_d}	C_{u_d}
coesivo	0.35 kg/cm ²	0.25 kg/cm ²

9. STATI LIMITE NELLE VERIFICHE DI SICUREZZA

Per stato limite s'intende "la condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata" (NTC-08 - cap. 2, par. 2.1).

Gli stati limite possono essere ultimi (SLU) o di esercizio (SLE): il superamento di uno stato limite ultimo ha carattere irreversibile e si definisce collasso, il superamento di uno stato limite di esercizio può avere carattere reversibile o irreversibile.

In prima approssimazione si può dire che la verifica allo stato limite ultimo garantisce rispetto alla rottura, mentre la verifica allo stato limite di esercizio garantisce rispetto a deformazioni eccessive.

9.1. Verifica Stato Limite Ultimo (SLU)

9.1.1. Calcolo della resistenza del sistema geotecnico R_d

E' utile ricordare che la capacità portante dei terreni di fondazione non è caratteristica intrinseca del terreno, ma è funzione delle sue caratteristiche meccaniche, della profondità del piano di posa, della forma e dimensioni della superficie di carico, nonché dal livello statico della falda freatica.

Secondo la normativa la valutazione del grado di sicurezza si ottiene adottando il "Metodo semiprobabilistico dei coefficienti parziali" e verificando la relazione:

$$R_d \geq E_d$$

dove:

- **R_d** è il valore di progetto della **resistenza del sistema geotecnico**;
- **E_d** è il valore di progetto dell'**azione o dell'effetto dell'azione**.

Per il calcolo della resistenza del sistema geotecnico, è stata utilizzata la formula di **Brinch-Hansen** valida per fondazioni superficiali.

Essa deriva dalla formula di Meyerhof, dalla quale differisce per i valori dei fattori correttivi di forma, di approfondimento, d'inclinazione dei carichi e per il fattore di portanza N_y e per l'introduzione di fattori correttivi relativi al caso di fondazione su pendio e di fondazioni con base ruotata.

A differenza della formula di Terzaghi, la relazione di Brinch Hansen può essere impiegata per qualunque tipo di terreno e per profondità di posa fino a $D=4xB$.

Formula di Brinch-Hansen

$$Q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c \cdot z_c + \gamma_1 \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q \cdot z_q + 0,5 \cdot \gamma_2 \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma \cdot z_\gamma$$

In cui:

- **Q_{lim}** :capacità portante limite del terreno di fondazione;
- **γ₁** :peso di volume medio del terreno sopra il piano di posa;
- **γ₂** :peso di volume medio del terreno sotto il piano di posa;
- **D** :profondità di posa della fondazione;
- **B** :larghezza base della fondazione lato corto;
- **c'** :coesione in condizioni drenate del terreno;
- **C_u** :coesione in condizioni non drenate del terreno;
- **N_γ, N_c, N_q** :fattori di capacità portante funzione dell'angolo di attrito φ' (Vesic, 1975).
- **s_γ, s_c, s_q** :fattori di forma della fondazione;
- **i_γ, i_c, i_q** :fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico;
- **b_γ, b_c, b_q** :fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base della fondazione;
- **g_γ, g_c, g_q** :fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano campagna;
- **d_c, d_q** :fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa;
- **z_γ, z_c, z_q** :fattori correttivi che tengono conto dell'evento sismico.

Nel caso delle fondazioni superficiali, le Norme Tecniche per le Costruzioni richiedono di verificare la capacità portante del sistema terreno-fondazione utilizzando gli approcci 1 e 2 (od almeno uno di essi).

Nell'approccio 1 devono essere verificate due combinazioni di carico, la prima **(A1+M1+R1)** in cui si applicano coefficienti di amplificazione alle sole azioni (permanenti o variabili, strutturali o geotecniche) e la seconda **(A2+M2+R2)** in cui si applicano coefficienti di amplificazione alle azioni strutturali variabili e coefficienti di riduzione ai parametri che esprimono le proprietà meccaniche del terreno.

L'approccio 2 prevede una sola combinazione di carico **(A1+M1+R3)**, in cui sono amplificate le azioni e imposto un coefficiente di sicurezza globale γ_R maggiore.

Nell'ambito di ciascun approccio si calcolano in questo modo l'**azione di progetto Ed** e la **resistenza di progetto Rd**, che sono già affette dai coefficienti di sicurezza parziali, per cui **la verifica impone semplicemente che sia soddisfatta la disuguaglianza Rd ≥ Ed**.

*Nel nostro caso, **non essendo a conoscenza dei carichi permanenti (strutturali), e dei carichi variabili, definiti favorevoli e sfavorevoli ai fini della verifica di stabilità da eseguire, il calcolo del valore di progetto delle azioni Ed, nei due approcci, è lasciata al progettista/calcolatore dell'opera**.*

Di seguito le verifiche della **resistenza di progetto Rd** per gli approcci 1 e 2 .

SINTESI DEI VALORI DI Rd
[La capacità portante è espressa in kg/cm²]

Ipotesi fondazione PLATEA			Approccio 1		Approccio 2 A1+M1+R3
			<u>Combinazione 1</u> A1+M1+R1	<u>Combinazione 2</u> A2+M2+R2	
			Coefficiente R1	Coefficiente R2	Coefficiente R3
B (m)	L (m)	D (m)	1.00	1.80	2.30
8.40	17.74	-0.80	2.21	0.90	0.96

N.B.

Il valore di Rd così determinato, non tiene conto degli eventuali cedimenti che le fondazioni subiscono in seguito all'applicazione dei carichi, i quali potrebbero non essere compatibili con le deformazioni consentite dalla struttura.

Al fine di ovviare a tale inconveniente si consiglia di adottare un carico agente sulla fondazione tale da provocare abbassamenti accettabili.

9.2. Verifica Stato Limite di Esercizio (SLE)

Le NTC-08 e le relative Istruzioni non contengono indicazioni cogenti sul come eseguire le verifiche agli stati limite di esercizio per le opere geotecniche né fissano soglie da rispettare.

Le NTC-08 si limitano al seguente enunciato (par. 6.2.3.3):

“Le opere e i sistemi geotecnici di cui al § 6.1.1 devono essere verificati nei confronti degli stati limite di esercizio. A tale scopo, il progetto deve esplicitare le prescrizioni relative agli spostamenti compatibili e le prestazioni attese per l'opera stessa.

Il grado di approfondimento dell'analisi di interazione terreno-struttura è funzione dell'importanza dell'opera.

Per ciascun stato limite di esercizio deve essere rispettata la condizione

$$Ed \leq Cd \quad (6.2.7)$$

dove Ed è il valore di progetto dell'effetto delle azioni e Cd è il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni. Quest'ultimo deve essere stabilito in funzione del comportamento della struttura in elevazione.”

9.2.1. Stima dei cedimenti con il metodo edometrico

Prefissato lo spessore H_c del banco comprimibile, viene condotta la verifica allo schiacciamento dei diversi strati di sottosuolo (spessore 20 cm) nei confronti delle tensioni verticali indotte dal carico agente in superficie e valutate secondo la teoria dell'elasticità (Boussinesq).

Il calcolo dei cedimenti, viene condotto per strati successivi valutando per ciascuno la tensione verticale ΔP (al centro della superficie di carico), nonché il relativo valore del modulo edometrico M_o , in base all'espressione :

$$\text{(cedimento) } S = n \sum (h \cdot \sigma_v / M_o)$$

Dove :

- n = eventuale coeff. di riduzione ($n \leq 1$) che tiene conto della rigidità strutturale
- h = spessore del generico strato
- σ_v = tensione verticale al centro della sup. di carico
- M_o = modulo edometrico

Nel caso in esame, applicando sul terreno di fondazione, mediante **PLATEA** in c.a., delle dimensioni di: $B \times L = 12 \times 16$ m

il seguente incremento netto di pressione:

0.30 kg/cm²

i cedimenti risultano essere:

DIMENSIONI B XL (m)	piano di posa m	CPT1 CEDIMENTO cm	CPT2 CEDIMENTO cm
8.40x17.74	- 0.80	6.35	6.82

In assenza di prove geotecniche di laboratorio (su campioni indisturbati di terreno), le suddette indicazioni hanno validità orientativa .

L'accettazione di questi dati dovrà essere fatta dallo strutturista, il quale, in relazione ai carichi ed agli impianti tecnologici presenti all'interno della struttura, valuterà se l'entità di tali cedimenti risulti essere potenzialmente dannosa per l'integrità strutturale.

10. CONCLUSIONI

Su incarico dei Committenti, è stata redatta la presente relazione geologica-geotecnica-sismica al fine di determinare le caratteristiche **litologiche** e **geotecniche**, e di valutare gli **effetti di risposta sismica locale**, di un'area nella quale è presente un fabbricato, oggetto di intervento di demolizione e ricostruzione su stesso sedime, in seguito ai danni provocati dal sisma del 20/29 Maggio 2012.

A tal fine sono state eseguite in sito le seguenti indagini:

- n°2 Prove Penetrometriche Statiche per la definizione della stratigrafia e della caratterizzazione geotecnica dell'area;
- n°1 prospezione sismica attiva tipo Masw per la definizione delle Vs30;
- n°1 prospezione sismica passiva tipo Re.Mi. per la definizione della frequenza caratteristica di sito.

Dalla consultazione delle carte relative all'ordinanza n.70 del 13/11/2012 della Regione Emilia Romagna, il sito in questione **non risulta compresa nelle aree di studio**, in quanto trattasi di area agricola.

- **Natura prevalente**

Le prove sono caratterizzate dalla presenza di terreni di **natura prevalentemente coesiva** (argille limose), e da due banchi granulari .

- **Falda Freatica**

Il livello minimo della falda, misurato il giorno stesso delle prove risulta essere a:

-0.55 metri da quota inizio prova

- **Modello Sismico**

In base ai dati derivati dalle indagini, si ricava che la categoria sismica di sottosuolo dell'area è la **categoria D**.

Le caratteristiche dell'evento sismico atteso sono:

- ✓ magnitudo **Mw=6,14**
- ✓ accelerazione **a_{gmax}= 0,28 g** .

La verticale d'indagine, complessivamente, presenta un indice del potenziale di liquefazione, pari a **I_L = 0,15** cioè rischio basso.

Prescrizioni tecniche

- ✓ Il piano inizio prove risulta essere l'attuale piano cortile: sarà a cura del tecnico progettista correlare tale quota con quella definitiva di progetto.
- ✓ In fase di realizzazione delle nuove fondazioni, si consiglia di impostare il piano di posa delle stesse su terreno naturale, baypassando le eventuali fondazioni esistenti.
- ✓ L'intervento consiste nella demolizione di un fabbricato esistente, con ricostruzione del medesimo, in parte sul sedime della precedente struttura, e quindi su terreno già preconsolidato, ed in parte su terreno naturale "non consolidato".
Di ciò bisognerà tener conto in fase di progettazione delle fondazioni al fine di contenere eventuali cedimenti differenziali che si potrebbero innescare nella struttura.
- ✓ Il livello della falda freatica, rispetto al piano campagna, può risultare variabile nel tempo: il progettista delle opere dovrà prendere opportuni accorgimenti al fine di garantire l'impermeabilizzazione dei locali per evitare venute d'acqua e risalita capillare della stessa nelle strutture murarie .
- ✓ Prevedendo la quota d'imposta delle fondazioni a circa -0.80 m da p.c. , la D.L. dovrà prendere opportune soluzioni al fine di garantire la stabilità delle pareti degli scavi e di prevenire le eventuali venute d'acqua .

Nel caso in cui i dati progettuali presi in considerazione nella presente relazione dovessero variare significativamente, il valore R_d , valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico, dovrà essere riverificato .

Castelmassa, Febbraio 2014

Dr.Geol. Daria Bottoni



Dr.Geol. Diego Merlin



ALLEGATI

UBICAZIONE INDAGINE

riferimento **015-14**

Committente: **ATTI ITALO - Via Vancini 20 - Fraz. Buonacompra - Cento (FE)**

Cantiere: **Demolizione e ricostruzione fabb. rurale**

Località: **Via Vancini 20 - Fraz. Buonacompra - Cento (FE)**





Descrizione: **Carta per localizzazione dell'indagine**

Tipo di carta: **ATLANTE STRADALE**



CARTA UBICAZIONE PROVE

TAVOLA 2

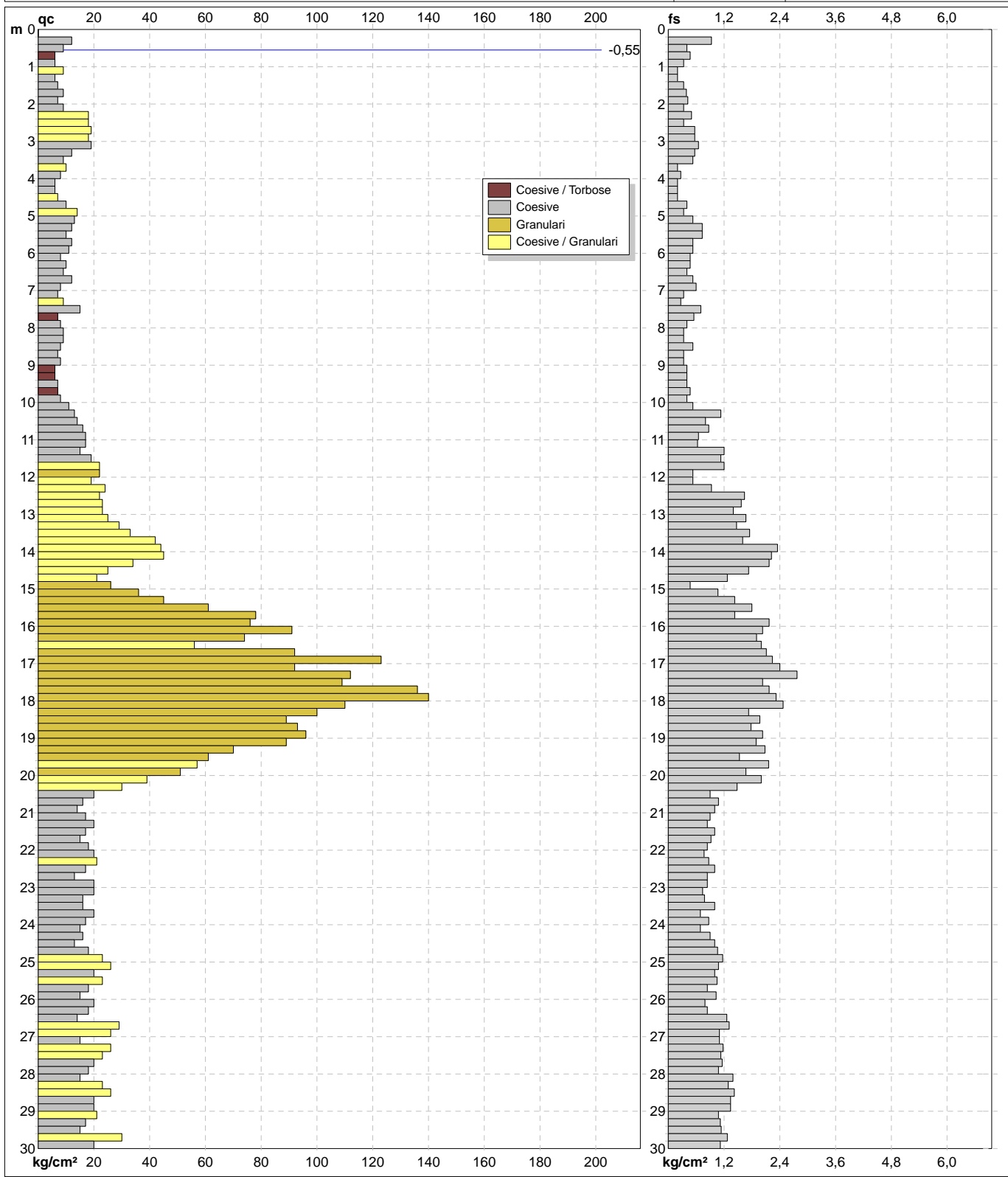
-  CPT - Prova Penetrometrica Statica
-  MASW+Re.Mi – Stendimento sismico

N.B. : Il posizionamento delle prove va considerato nell'intorno dei punti indicati in pianta .

ELABORATI CPT

<h1>PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA</h1> <h2>DIAGRAMMI DI RESISTENZA</h2>	CPT	1
	riferimento	015-14

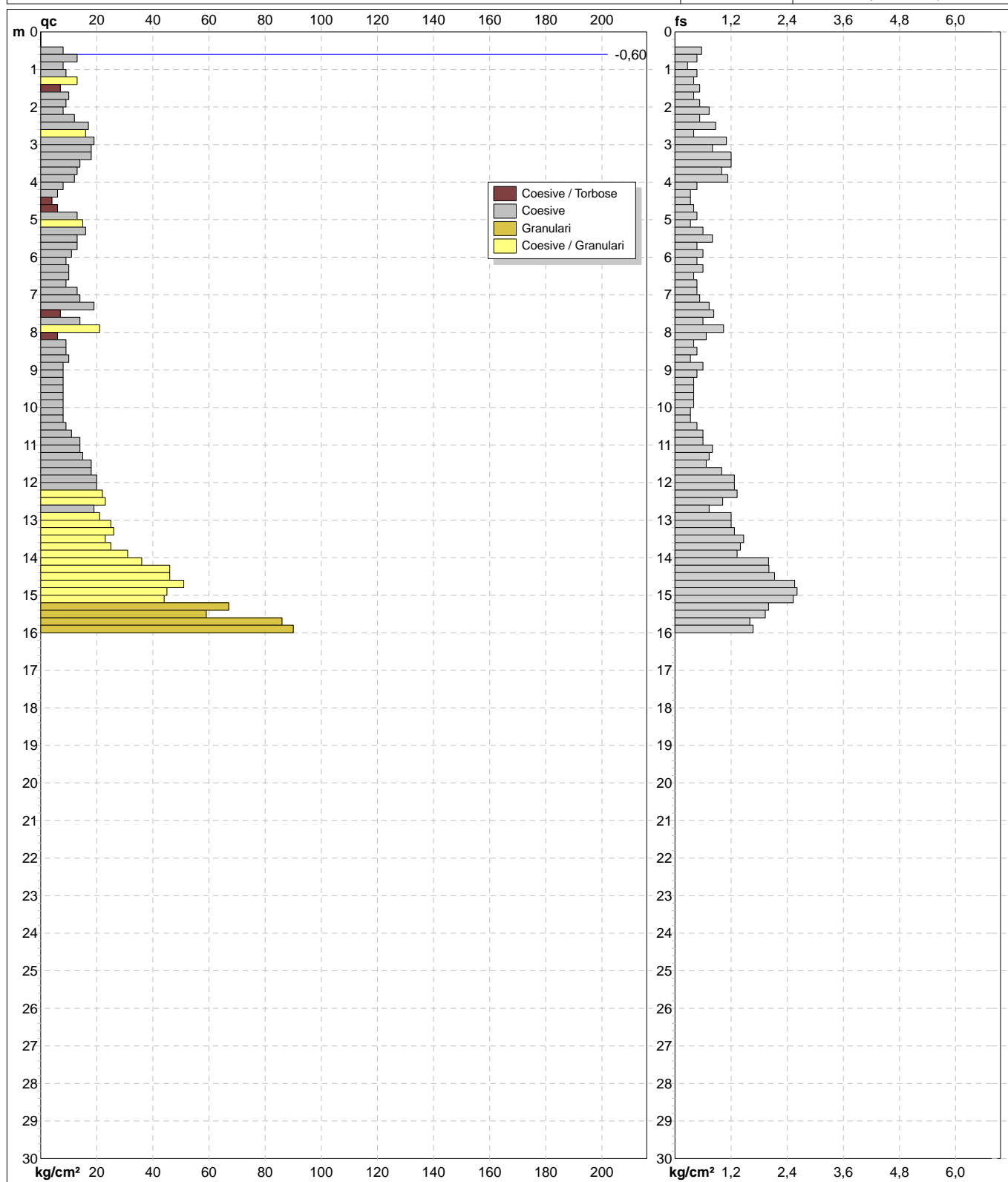
Committente: ATTI ITALO - Via Vancini 20 - Fraz. Buonacompra - Cento (FE)	U.M.: kg/cm²	Data esec.: 13/02/2014
Cantiere: Demolizione e ricostruzione fabb. rurale	Scala: 1:150	Quota inizio: Piano cortile
Località: Via Vancini 20 - Fraz. Buonacompra - Cento (FE)	Pagina: 1	Falda: -0,55 m da quota inizio
	Elaborato: 	



	Penetrometro: TG63-200 Responsabile: Dr. Geol. Diego Merlin Assistente: 	Preforo: m Corr.astine: kg/ml Cod.ISTAT: 038004 Cod. punta:
--	--	--

PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA DIAGRAMMI DI RESISTENZA	CPT	2
	riferimento	015-14

Committente: ATTI ITALO - Via Vancini 20 - Fraz. Buonacompra - Cento (FE)	U.M.: kg/cm²	Data esec.: 13/02/2014
Cantiere: Demolizione e ricostruzione fabb. rurale	Scala: 1:150	Quota inizio: Piano cortile
Località: Via Vancini 20 - Fraz. Buonacompra - Cento (FE)	Pagina: 1	Falda: -0,60 m da quota inizio
	Elaborato: 	



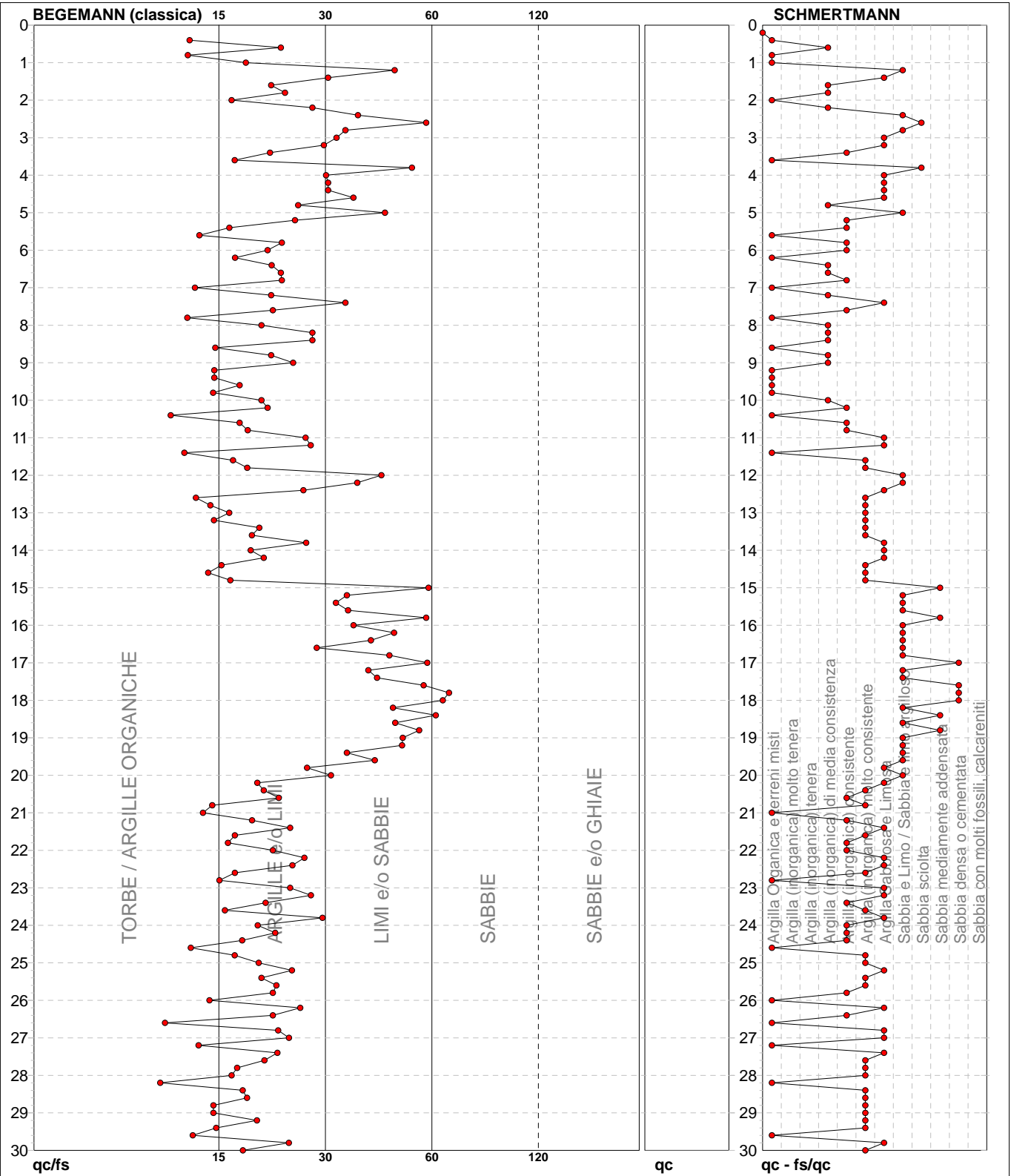
	Penetrometro: TG63-200 Responsabile: Dr. Geol. Diego Merlin Assistente: 	Preforo: m Corr.astine: kg/ml Cod.ISTAT: 038004 Cod. punta:
--	--	--

PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA
DIAGRAMMI LITOLOGIA

CPT	1
riferimento	015-14

Committente: **ATTI ITALO - Via Vancini 20 - Fraz. Buonacompra - Cento (FE)**
Cantiere: **Demolizione e ricostruzione fabb. rurale**
Località: **Via Vancini 20 - Fraz. Buonacompra - Cento (FE)**

U.M.: **kg/cm²** Data eseg.: **13/02/2014**
Scala: **1:150**
Pagina: **1**
Elaborato: Falda: **-0,55 m da quota inizio**



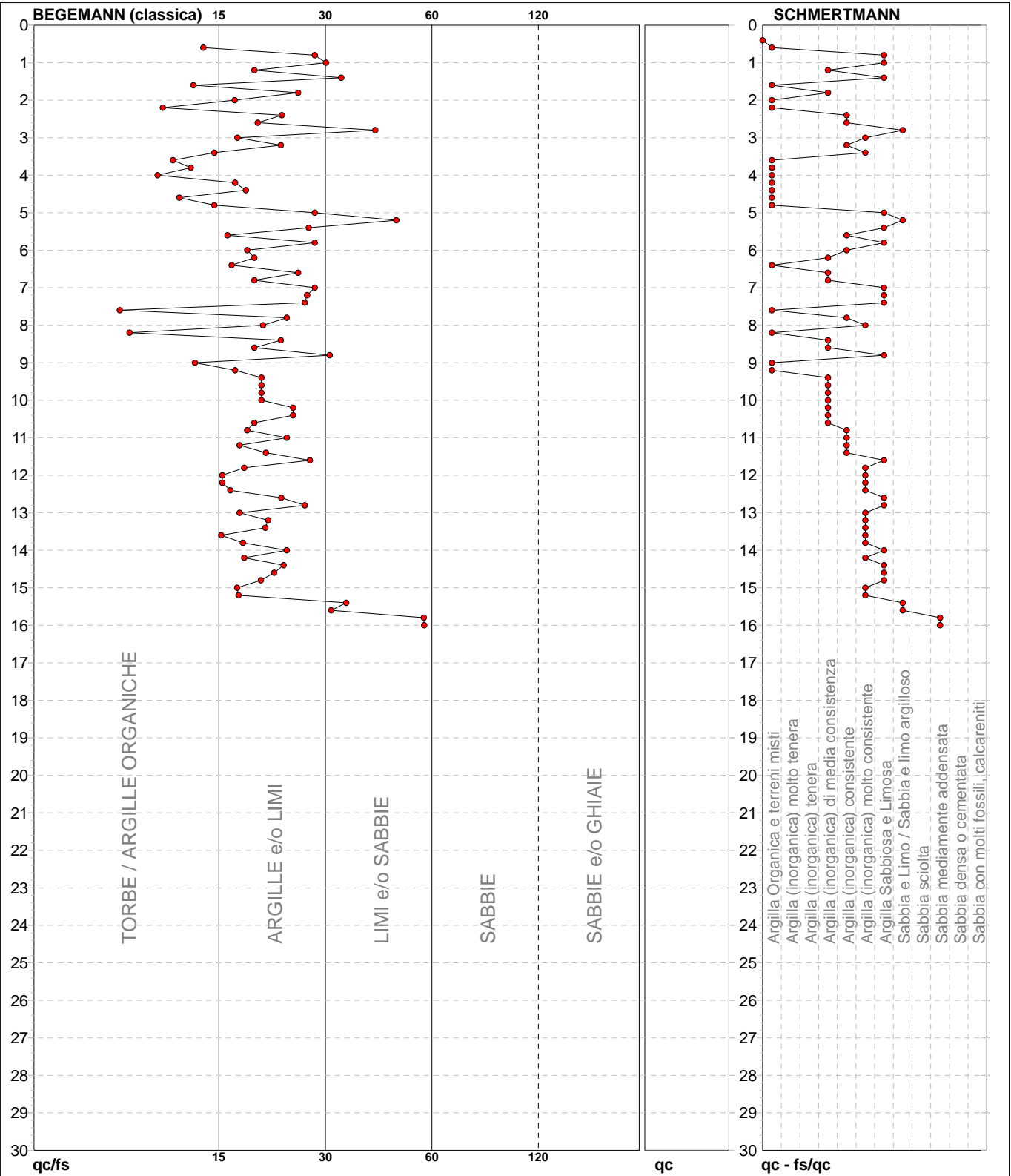
Torbe / Argille org. :	25 punti, 16,78%	Argilla Organica e terreni misti:	24 punti, 16,11%	Argilla Sabbiosa e Limosa:	28 punti, 18,79%
Argille e/o Limi :	90 punti, 60,40%	Argilla (inorganica) media consist.:	14 punti, 9,40%	Sabbia e Limo / Sabbia e limo arg.:	23 punti, 15,44%
Limi e/o Sabbie :	33 punti, 22,15%	Argilla (inorganica) consistente:	20 punti, 13,42%	Sabbia sciolta:	2 punti, 1,34%
Sabbie:	2 punti, 1,34%	Argilla (inorganica) molto consist.:	30 punti, 20,13%	Sabbia mediamente addensata:	4 punti, 2,68%
				Sabbia densa o cementata:	4 punti, 2,68%

PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA
DIAGRAMMI LITOLOGIA

CPT	2
riferimento	015-14

Committente: **ATTI ITALO - Via Vancini 20 - Fraz. Buonacompra - Cento (FE)**
Cantiere: **Demolizione e ricostruzione fabb. rurale**
Località: **Via Vancini 20 - Fraz. Buonacompra - Cento (FE)**

U.M.: **kg/cm²** Data esec.: **13/02/2014**
Scala: **1:150**
Pagina: **1**
Elaborato: Falda: **-0,60 m da quota inizio**



Torbe / Argille org. :	84 punti, 56,38%	Argilla Organica e terreni misti:	16 punti, 10,74%	Argilla Sabbiosa e Limosa:	17 punti, 11,41%
Argille e/o Limi :	58 punti, 38,93%	Argilla (inorganica) media consist.:	14 punti, 9,40%	Sabbia e Limo / Sabbia e limo arg.:	4 punti, 2,68%
Limi e/o Sabbie :	8 punti, 5,37%	Argilla (inorganica) consistente:	10 punti, 6,71%	Sabbia mediamente addensata:	2 punti, 1,34%
		Argilla (inorganica) molto consist.:	15 punti, 10,07%		

STUDIO TECNICO GEOLOGICO ASSOCIATO

Dr. Geol. Daria Bottoni -Dr. Geol. Diego Merlin
Piazza A.Ragazzi, 6 - 45035 Castelmassa (RO) - Tel.0425840820

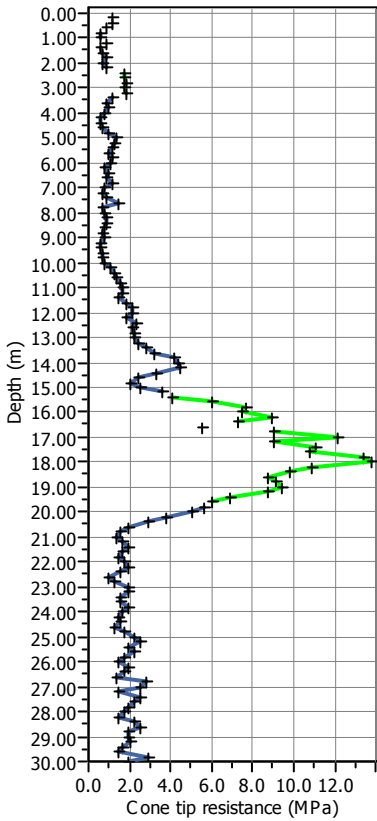
PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA PARAMETRI GEOTECNICI	CPT	1
	riferimento	015-14

Committente: ATTI ITALO - Via Vancini 20 - Fraz. Buonacompra - Cento (FE)	U.M.: kg/cm²	Data esec.: 13/02/2014
Cantiere: Demolizione e ricostruzione fabb. rurale	Pagina: 2	Falda: -0,55 m da quota inizio
Località: Via Vancini 20 - Fraz. Buonacompra - Cento (FE)	Elaborato:	

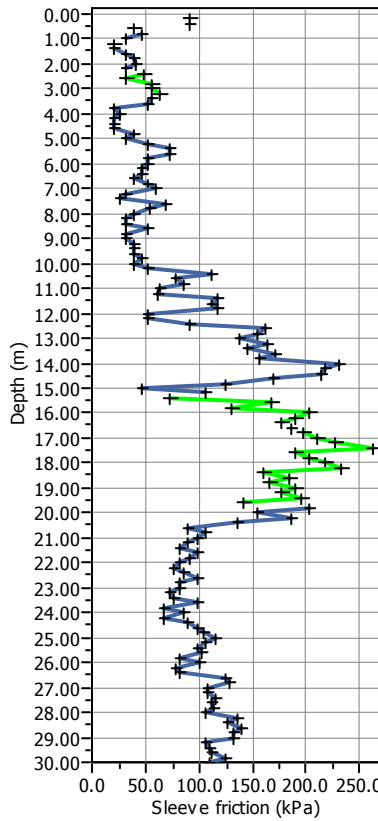
Prof. m	qc U.M.	qc/fs	zone	γ' t/m ³	σ'vo U.M.	Vs m/s	NATURA COESIVA					NATURA GRANULARE									
							Cu U.M.	OCR %	Eu50 U.M.	Eu25 U.M.	Mo U.M.	Dr %	Sc (°)	Ca (°)	Ko (°)	DB (°)	DM (°)	Me (°)	FL1	FL2	E'50 U.M.
20,00	51,0	30,5	3	0,92	1,86	--	--	--	--	--	34	35	26	23	22	30	31	85,0	127,5	153,0	
20,20	39,0	19,5	4	1,00	1,88	1,30	4,0	524,9	787,4	117,0	24	34	25	22	20	28	30	65,0	97,5	117,0	
20,40	30,0	20,3	4	0,96	1,90	1,00	2,8	507,3	761,0	90,0	15	33	23	20	19	27	29	50,0	75,0	90,0	
20,60	20,0	22,2	4	0,93	1,92	0,80	2,1	443,3	664,9	60,0	1	31	21	18	17	25	27	33,3	50,0	60,0	
20,80	16,0	14,8	2	0,96	1,93	0,70	1,7	398,3	597,5	51,8	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	
21,00	14,0	14,0	2	0,94	1,95	0,64	1,5	370,1	555,1	48,2	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	
21,20	17,0	18,9	2	0,97	1,97	0,72	1,8	412,7	619,1	54,1	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	
21,40	20,0	23,8	4	0,93	1,99	0,80	2,0	447,7	671,5	60,0	--	31	21	18	17	25	27	33,3	50,0	60,0	
21,60	17,0	17,0	2	0,97	2,01	0,72	1,7	414,2	621,3	54,1	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	
21,80	15,0	16,3	2	0,95	2,03	0,67	1,6	387,2	580,9	49,5	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	
22,00	18,0	21,4	4	0,98	2,05	0,75	1,8	428,1	642,1	56,2	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	
22,20	20,0	26,0	4	0,93	2,07	0,80	1,9	451,5	677,3	60,0	--	31	21	18	17	25	27	33,3	50,0	60,0	
22,40	21,0	24,1	4	0,93	2,09	0,82	2,0	462,7	694,1	63,0	0	31	21	18	17	25	27	35,0	52,5	63,0	
22,60	17,0	17,0	2	0,97	2,11	0,72	1,7	417,4	626,1	54,1	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	
22,80	13,0	15,5	2	0,93	2,12	0,60	1,3	357,1	535,7	46,5	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	
23,00	20,0	23,8	4	0,93	2,14	0,80	1,8	454,9	682,3	60,0	--	31	21	17	17	25	27	33,3	50,0	60,0	
23,20	20,0	27,0	4	0,93	2,16	0,80	1,8	455,6	683,5	60,0	--	31	21	17	16	25	27	33,3	50,0	60,0	
23,40	16,0	20,5	2	0,96	2,18	0,70	1,5	405,7	608,5	51,8	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	
23,60	16,0	16,0	2	0,96	2,20	0,70	1,5	406,1	609,2	51,8	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	
23,80	20,0	29,0	4	0,93	2,22	0,80	1,8	457,8	686,8	60,0	--	31	21	17	16	25	27	33,3	50,0	60,0	
24,00	17,0	19,5	2	0,97	2,24	0,72	1,5	421,1	631,7	54,1	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	
24,20	15,0	21,7	2	0,95	2,26	0,67	1,4	392,3	588,4	49,5	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	
24,40	16,0	17,8	2	0,96	2,28	0,70	1,4	407,8	611,7	51,8	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	
24,60	13,0	13,0	2	0,93	2,29	0,60	1,2	359,5	539,3	46,5	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	
24,80	18,0	17,0	2	0,98	2,31	0,75	1,5	436,4	654,7	56,2	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	
25,00	23,0	19,7	4	0,94	2,33	0,87	1,8	493,8	740,7	69,0	1	31	21	18	17	25	28	38,3	57,5	69,0	
25,20	26,0	24,1	4	0,95	2,35	0,93	2,0	521,7	782,6	78,0	5	32	22	18	17	25	28	43,3	65,0	78,0	
25,40	20,0	20,0	4	0,93	2,37	0,80	1,6	462,9	694,3	60,0	--	31	20	17	16	25	27	33,3	50,0	60,0	
25,60	23,0	21,9	4	0,94	2,39	0,87	1,8	496,1	744,1	69,0	0	31	21	18	17	25	28	38,3	57,5	69,0	
25,80	18,0	21,4	2	0,98	2,41	0,75	1,5	438,7	658,0	56,2	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	
26,00	15,0	14,6	2	0,95	2,43	0,67	1,2	395,0	592,6	49,5	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	
26,20	20,0	25,3	4	0,93	2,45	0,80	1,6	465,0	697,4	60,0	--	31	20	17	16	25	27	33,3	50,0	60,0	
26,40	18,0	21,4	2	0,98	2,47	0,75	1,4	439,9	659,8	56,2	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	
26,60	14,0	11,1	2	0,94	2,48	0,64	1,1	379,2	568,8	48,2	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	
26,80	29,0	22,1	4	0,96	2,50	0,98	2,0	553,0	829,6	87,0	7	32	22	19	18	25	29	48,3	72,5	87,0	
27,00	26,0	23,6	4	0,95	2,52	0,93	1,8	529,4	794,1	78,0	3	32	21	18	17	25	28	43,3	65,0	78,0	
27,20	15,0	13,6	2	0,95	2,54	0,67	1,2	396,5	594,8	49,5	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	
27,40	26,0	22,0	4	0,95	2,56	0,93	1,8	530,9	796,3	78,0	3	32	21	18	17	25	28	43,3	65,0	78,0	
27,60	23,0	20,4	4	0,94	2,58	0,87	1,6	502,4	753,6	69,0	--	31	21	17	16	25	28	38,3	57,5	69,0	
27,80	20,0	17,2	4	0,93	2,60	0,80	1,4	468,5	702,8	60,0	--	31	20	16	16	25	27	33,3	50,0	60,0	
28,00	18,0	16,7	2	0,98	2,62	0,75	1,3	442,7	664,0	56,2	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	
28,20	15,0	10,8	2	0,95	2,64	0,67	1,1	397,6	596,4	49,5	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	
28,40	23,0	17,8	4	0,94	2,66	0,87	1,6	504,5	756,7	69,0	--	31	21	17	16	25	28	38,3	57,5	69,0	
28,60	26,0	18,3	4	0,95	2,67	0,93	1,7	534,9	802,3	78,0	2	31	21	18	17	25	28	43,3	65,0	78,0	
28,80	20,0	14,9	4	0,93	2,69	0,80	1,4	470,4	705,7	60,0	--	31	20	16	15	25	27	33,3	50,0	60,0	
29,00	20,0	14,9	4	0,93	2,71	0,80	1,4	470,8	706,2	60,0	--	31	20	16	15	25	27	33,3	50,0	60,0	
29,20	21,0	19,4	4	0,93	2,73	0,82	1,4	483,5	725,2	63,0	--	31	20	16	16	25	27	35,0	52,5	63,0	
29,40	17,0	15,2	2	0,97	2,75	0,72	1,2	430,2	645,3	54,1	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	
29,60	15,0	13,2	2	0,95	2,77	0,67	1,1	398,9	598,4	49,5	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	
29,80	30,0	23,6	4	0,96	2,79	1,00	1,7	572,8	859,2	90,0	6	32	22	18	17	25	29	50,0	75,0	90,0	
30,00	20,0	17,9	4	0,93	2,81	0,80	1,3	472,4	708,6	60,0	--	31	20	16	15	25	27	33,3	50,0	60,0	

**ELABORATI
VERIFICA LIQUEFAZIONE**

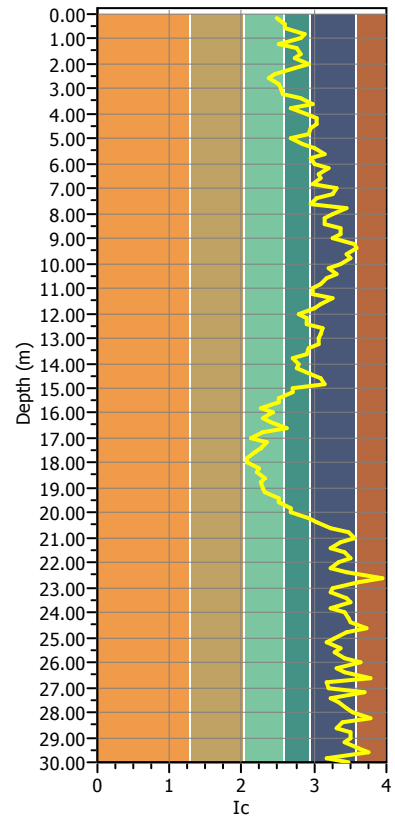
Tip resistance graph



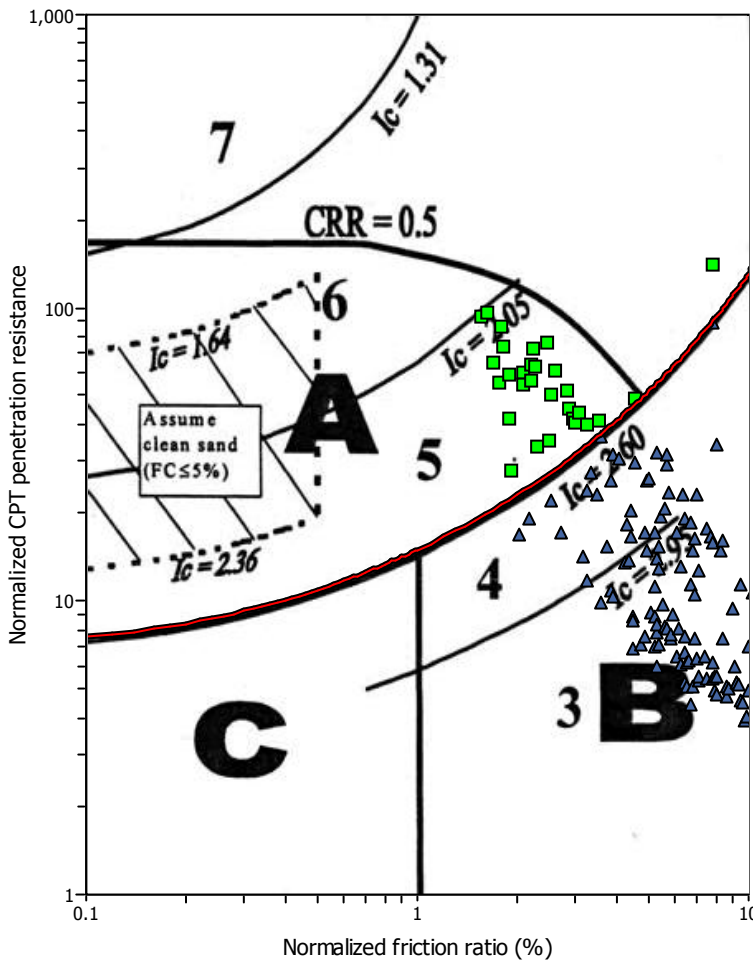
Sleeve friction graph



Soil behaviour type index Ic



Summary of liquefaction potential



Zone A: Cyclic liquefaction possible - depends on size and duration of cyclic loading.
Zone B: Liquefaction unlikely - check other criteria.
Zone C: Flow/cyclic liquefaction possible - depends on soil plasticity and sensitivity as well as size and duration of cyclic loading.

- Ic cutoff value (2.60)
- ▲ Point does not meet criteria (assumed not susceptible to liquefaction)
- Point meets criteria and will be tested

Total points: 150
Points accepted for testing: 29
Points excluded for testing: 121

Soil type index legend	
	Gravelly sand to dense sand
	Sands: clean sand to silty sand
	Sand mixtures: silty sand to sandy silt
	Silt mixtures: clayey silt to silty clay
	Clays: silty clay to clay
	Organic soils: peats

LIQUEFACTION ANALYSIS REPORT

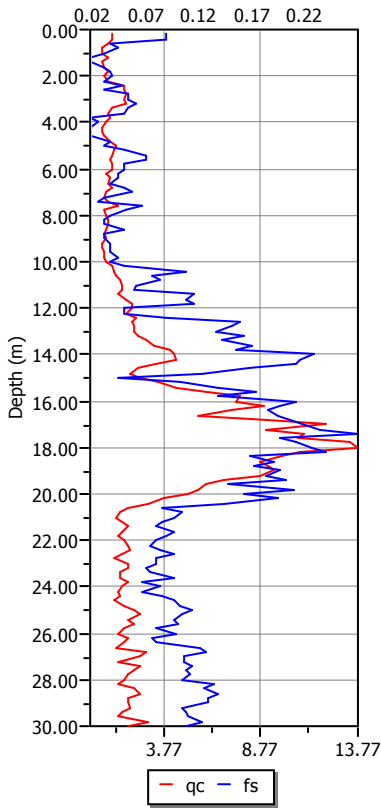
Project title : 15-14 CPT1

Project subtitle : ATTI ITALO - Buonacompra - Cento (FE)

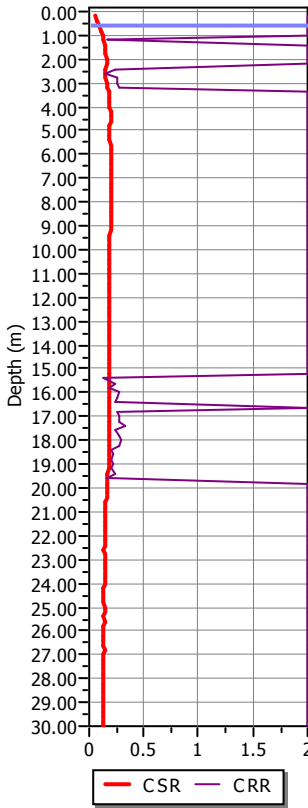
Input parameters and analysis data

In-situ data type:	Cone Penetration Test	Depth to water table:	0.55 m
Analysis type:	Deterministic	Earthquake magnitude M_w :	6.14
Analysis method:	Robertson (1998)	Peak ground acceleration:	0.28 g
Fines correction method:	Robertson (1998)	User defined F.S.:	1.00

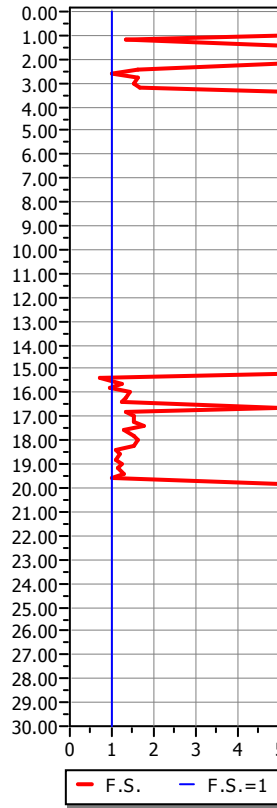
CPT data graph



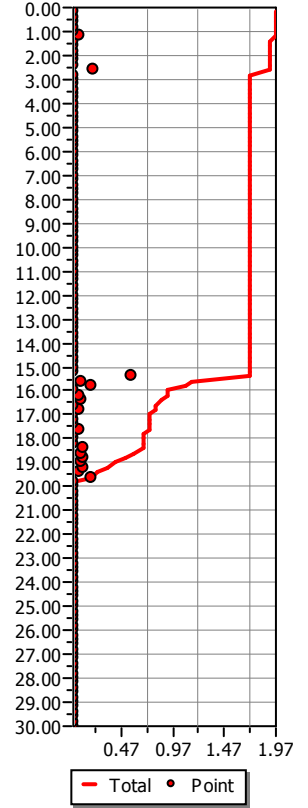
Shear stress ratio



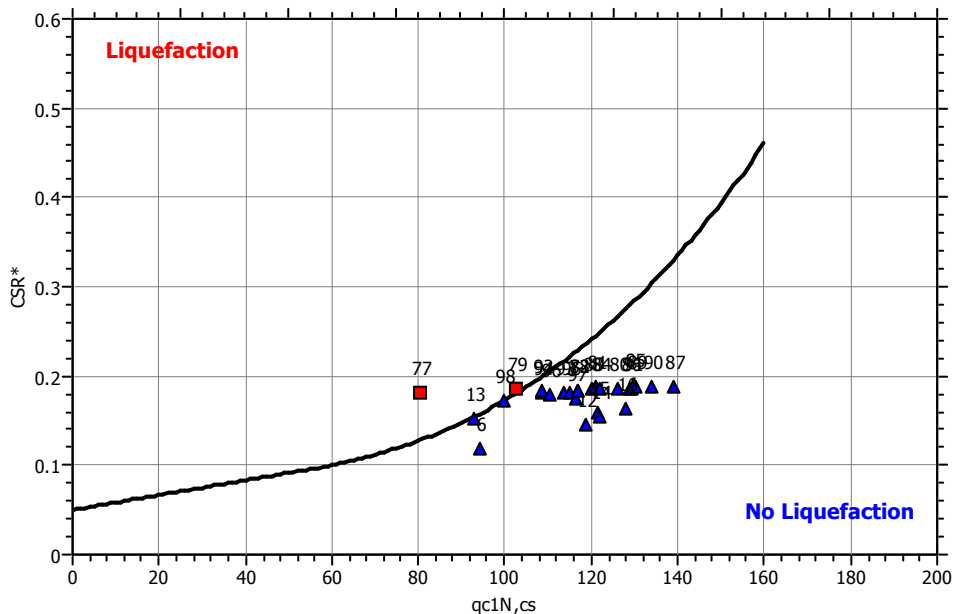
Factor of safety

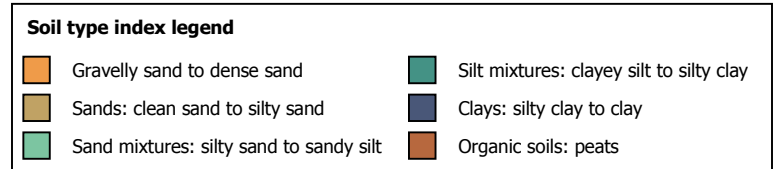
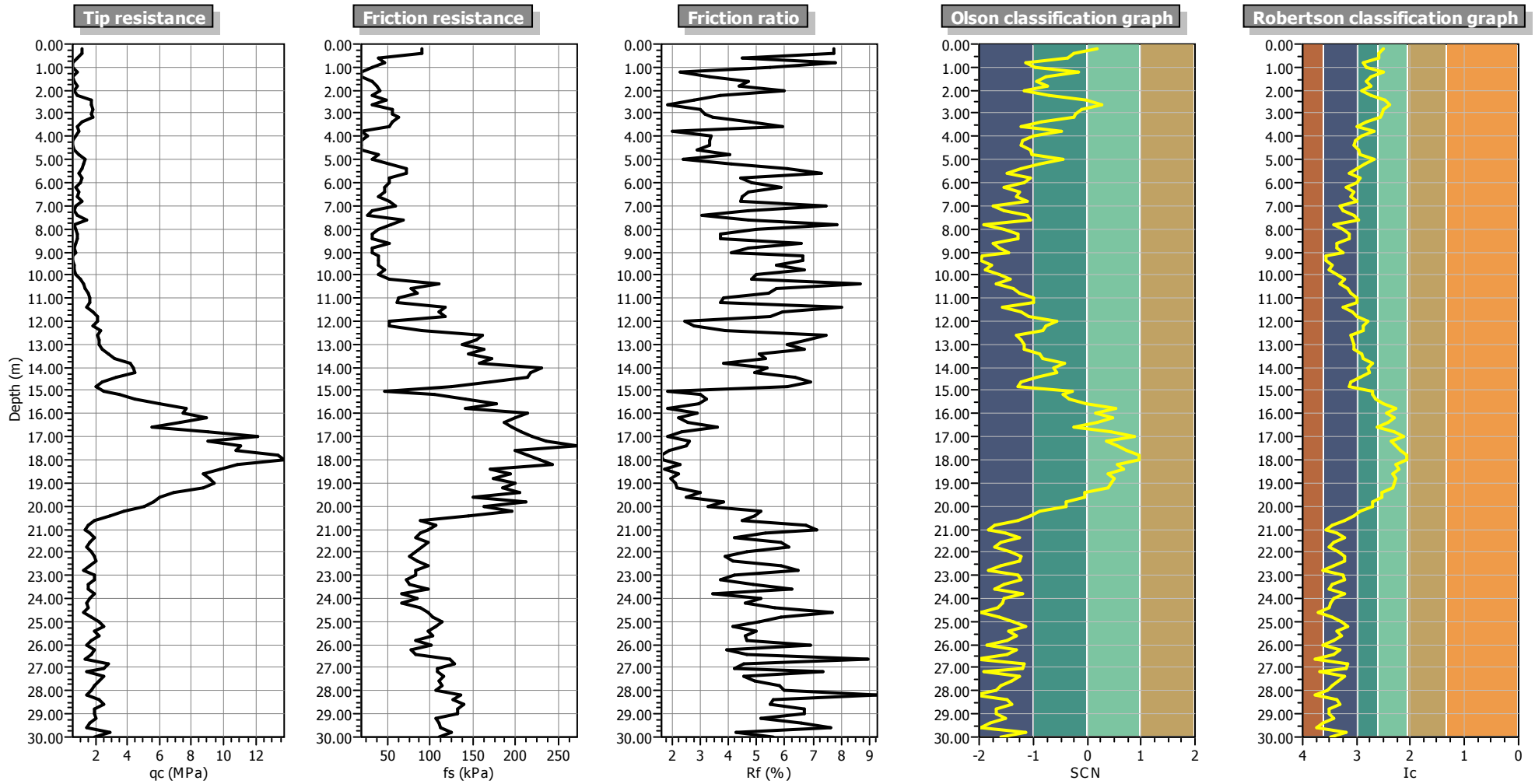


Settlements (cm)



$M_w=7^{1/2}$, $\sigma_v=1$ atm base curve





:: Settlements calculation for saturated sands ::

Point ID	q_c (MPa)	$q_{c1N,cs}$	FS_L	e_v (%)	Settle. (cm)
1	1.18	380.75	5.00	0.00	0.00
2	1.18	243.03	5.00	0.00	0.00
3	0.88	158.86	5.00	0.00	0.00
4	0.59	111.44	5.00	0.00	0.00
5	0.59	95.04	5.00	0.00	0.00
6	0.88	94.10	1.33	0.30	0.06
7	0.59	64.64	5.00	0.00	0.00
8	0.69	72.05	5.00	0.00	0.00
9	0.88	83.10	5.00	0.00	0.00
10	0.69	64.76	5.00	0.00	0.00
11	0.88	72.39	5.00	0.00	0.00
12	1.77	118.64	1.61	0.00	0.00
13	1.77	92.83	1.02	0.95	0.19
14	1.87	122.11	1.61	0.00	0.00
15	1.77	121.56	1.54	0.00	0.00
16	1.87	127.79	1.69	0.00	0.00
17	1.18	81.55	5.00	0.00	0.00
18	0.88	59.83	5.00	0.00	0.00
19	0.98	59.17	5.00	0.00	0.00
20	0.79	47.47	5.00	0.00	0.00
21	0.59	33.74	5.00	0.00	0.00
22	0.59	32.37	5.00	0.00	0.00
23	0.69	36.45	5.00	0.00	0.00
24	0.98	51.54	5.00	0.00	0.00
25	1.38	68.61	5.00	0.00	0.00
26	1.28	63.44	5.00	0.00	0.00
27	1.18	57.72	5.00	0.00	0.00
28	0.98	46.44	5.00	0.00	0.00
29	1.18	53.47	5.00	0.00	0.00
30	1.08	47.46	5.00	0.00	0.00
31	0.79	33.00	5.00	0.00	0.00
32	0.98	40.26	5.00	0.00	0.00
33	0.88	34.65	5.00	0.00	0.00
34	1.18	46.42	5.00	0.00	0.00
35	0.79	29.32	5.00	0.00	0.00
36	0.69	23.94	5.00	0.00	0.00
37	0.88	30.60	5.00	0.00	0.00
38	1.47	53.21	5.00	0.00	0.00
39	0.69	21.87	5.00	0.00	0.00
40	0.79	25.07	5.00	0.00	0.00
41	0.88	27.61	5.00	0.00	0.00
42	0.88	26.90	5.00	0.00	0.00
43	0.79	23.09	5.00	0.00	0.00
44	0.69	18.85	5.00	0.00	0.00
45	0.79	21.82	5.00	0.00	0.00
46	0.59	14.36	5.00	0.00	0.00
47	0.59	13.95	5.00	0.00	0.00
48	0.69	16.87	5.00	0.00	0.00
49	0.69	16.42	5.00	0.00	0.00
50	0.79	19.19	5.00	0.00	0.00
51	1.08	27.81	5.00	0.00	0.00
52	1.28	33.35	5.00	0.00	0.00
53	1.38	35.71	5.00	0.00	0.00
54	1.57	40.69	5.00	0.00	0.00
55	1.67	42.95	5.00	0.00	0.00

:: Settlements calculation for saturated sands (continued) ::

Point ID	q_c (MPa)	$q_{c1N,cs}$	FS_L	e_v (%)	Settle. (cm)
56	1.67	42.18	5.00	0.00	0.00
57	1.47	35.45	5.00	0.00	0.00
58	1.87	46.18	5.00	0.00	0.00
59	2.16	53.54	5.00	0.00	0.00
60	2.16	53.17	5.00	0.00	0.00
61	1.87	44.26	5.00	0.00	0.00
62	2.36	56.63	5.00	0.00	0.00
63	2.16	49.84	5.00	0.00	0.00
64	2.26	51.73	5.00	0.00	0.00
65	2.26	51.02	5.00	0.00	0.00
66	2.46	55.24	5.00	0.00	0.00
67	2.85	64.70	5.00	0.00	0.00
68	3.24	73.58	5.00	0.00	0.00
69	4.13	95.78	5.00	0.00	0.00
70	4.33	98.71	5.00	0.00	0.00
71	4.42	99.91	5.00	0.00	0.00
72	3.34	71.69	5.00	0.00	0.00
73	2.46	49.68	5.00	0.00	0.00
74	2.06	39.82	5.00	0.00	0.00
75	2.56	52.68	5.00	0.00	0.00
76	3.54	74.49	5.00	0.00	0.00
77	4.03	80.31	0.71	2.80	0.56
78	6.00	116.80	1.24	0.36	0.07
79	7.67	102.52	0.97	0.86	0.17
80	7.47	126.12	1.43	0.00	0.00
81	8.95	121.09	1.31	0.25	0.05
82	7.28	116.71	1.24	0.36	0.07
83	5.51	83.82	5.00	0.00	0.00
84	9.05	121.92	1.34	0.25	0.05
85	12.09	129.82	1.50	0.00	0.00
86	9.05	129.08	1.51	0.00	0.00
87	11.01	139.04	1.76	0.00	0.00
88	10.72	119.96	1.29	0.25	0.05
89	13.37	130.04	1.51	0.00	0.00
90	13.77	133.76	1.60	0.00	0.00
91	10.82	129.36	1.52	0.00	0.00
92	9.83	108.77	1.09	0.52	0.10
93	8.75	113.81	1.20	0.37	0.07
94	9.14	108.32	1.10	0.52	0.10
95	9.44	114.99	1.23	0.37	0.07
96	8.75	110.35	1.15	0.52	0.10
97	6.88	116.58	1.30	0.26	0.05
98	6.00	99.77	1.01	0.89	0.18
99	5.60	89.14	5.00	0.00	0.00
100	5.01	78.42	5.00	0.00	0.00
101	3.83	55.11	5.00	0.00	0.00
102	2.95	39.84	5.00	0.00	0.00
103	1.97	23.40	5.00	0.00	0.00
104	1.57	16.97	5.00	0.00	0.00
105	1.38	14.04	5.00	0.00	0.00
106	1.67	17.97	5.00	0.00	0.00
107	1.97	22.35	5.00	0.00	0.00
108	1.67	17.54	5.00	0.00	0.00
109	1.47	14.57	5.00	0.00	0.00
110	1.77	18.49	5.00	0.00	0.00

:: Settlements calculation for saturated sands (continued) ::

Point ID	q _c (MPa)	q _{c1N,cs}	FS _L	e _v (%)	Settle. (cm)
111	1.97	21.40	5.00	0.00	0.00
112	1.57	15.38	5.00	0.00	0.00
113	0.98	7.34	5.00	0.00	0.00
114	1.28	11.19	5.00	0.00	0.00
115	1.97	20.28	5.00	0.00	0.00
116	1.97	20.21	5.00	0.00	0.00
117	1.57	14.50	5.00	0.00	0.00
118	1.57	14.33	5.00	0.00	0.00
119	1.97	19.60	5.00	0.00	0.00
120	1.67	15.26	5.00	0.00	0.00
121	1.47	12.59	5.00	0.00	0.00
122	1.57	13.68	5.00	0.00	0.00
123	1.28	9.97	5.00	0.00	0.00
124	1.77	15.81	5.00	0.00	0.00
125	2.26	21.66	5.00	0.00	0.00
126	2.56	25.86	5.00	0.00	0.00
127	1.97	17.69	5.00	0.00	0.00
128	2.26	21.13	5.00	0.00	0.00
129	1.77	14.99	5.00	0.00	0.00
130	1.47	11.34	5.00	0.00	0.00
131	1.97	16.98	5.00	0.00	0.00
132	1.77	14.52	5.00	0.00	0.00
133	1.38	9.94	5.00	0.00	0.00
134	2.85	27.46	5.00	0.00	0.00
135	2.56	23.57	5.00	0.00	0.00
136	1.47	10.60	5.00	0.00	0.00
137	2.56	22.97	5.00	0.00	0.00
138	2.26	19.03	5.00	0.00	0.00
139	1.97	15.69	5.00	0.00	0.00
140	1.77	13.38	5.00	0.00	0.00
141	1.47	10.03	5.00	0.00	0.00
142	2.26	18.34	5.00	0.00	0.00
143	2.56	21.35	5.00	0.00	0.00
144	1.97	14.96	5.00	0.00	0.00
145	1.97	14.82	5.00	0.00	0.00
146	2.06	15.61	5.00	0.00	0.00
147	1.67	11.45	5.00	0.00	0.00
148	1.47	9.29	5.00	0.00	0.00
149	2.95	25.18	5.00	0.00	0.00
150	1.97	14.14	5.00	0.00	0.00

Total settlement : 1.97

q_c : Measured cone resistance
 q_{c1N,cs} : Normalized and adjusted cone resistance
 FS_L : Factor of safety against liquefaction
 e_v : Post-liquefaction volumetric strain
 Settle. : Calculated settlement

:: Overall liquefaction potential according to Iwasaki ::

Point ID	F	w _z	I _L	Point ID	F	w _z	I _L
1	0.00	9.90	0.00	2	0.00	9.80	0.00
3	0.00	9.70	0.00	4	0.00	9.60	0.00
5	0.00	9.50	0.00	6	0.00	9.40	0.00
7	0.00	9.30	0.00	8	0.00	9.20	0.00
9	0.00	9.10	0.00	10	0.00	9.00	0.00

:: Overall liquefaction potential according to Iwasaki (continued) ::

Point ID	F	w _z	I _L	Point ID	F	w _z	I _L
11	0.00	8.90	0.00	12	0.00	8.80	0.00
13	0.00	8.70	0.00	14	0.00	8.60	0.00
15	0.00	8.50	0.00	16	0.00	8.40	0.00
17	0.00	8.30	0.00	18	0.00	8.20	0.00
19	0.00	8.10	0.00	20	0.00	8.00	0.00
21	0.00	7.90	0.00	22	0.00	7.80	0.00
23	0.00	7.70	0.00	24	0.00	7.60	0.00
25	0.00	7.50	0.00	26	0.00	7.40	0.00
27	0.00	7.30	0.00	28	0.00	7.20	0.00
29	0.00	7.10	0.00	30	0.00	7.00	0.00
31	0.00	6.90	0.00	32	0.00	6.80	0.00
33	0.00	6.70	0.00	34	0.00	6.60	0.00
35	0.00	6.50	0.00	36	0.00	6.40	0.00
37	0.00	6.30	0.00	38	0.00	6.20	0.00
39	0.00	6.10	0.00	40	0.00	6.00	0.00
41	0.00	5.90	0.00	42	0.00	5.80	0.00
43	0.00	5.70	0.00	44	0.00	5.60	0.00
45	0.00	5.50	0.00	46	0.00	5.40	0.00
47	0.00	5.30	0.00	48	0.00	5.20	0.00
49	0.00	5.10	0.00	50	0.00	5.00	0.00
51	0.00	4.90	0.00	52	0.00	4.80	0.00
53	0.00	4.70	0.00	54	0.00	4.60	0.00
55	0.00	4.50	0.00	56	0.00	4.40	0.00
57	0.00	4.30	0.00	58	0.00	4.20	0.00
59	0.00	4.10	0.00	60	0.00	4.00	0.00
61	0.00	3.90	0.00	62	0.00	3.80	0.00
63	0.00	3.70	0.00	64	0.00	3.60	0.00
65	0.00	3.50	0.00	66	0.00	3.40	0.00
67	0.00	3.30	0.00	68	0.00	3.20	0.00
69	0.00	3.10	0.00	70	0.00	3.00	0.00
71	0.00	2.90	0.00	72	0.00	2.80	0.00
73	0.00	2.70	0.00	74	0.00	2.60	0.00
75	0.00	2.50	0.00	76	0.00	2.40	0.00
77	0.29	2.30	0.13	78	0.00	2.20	0.00
79	0.03	2.10	0.01	80	0.00	2.00	0.00
81	0.00	1.90	0.00	82	0.00	1.80	0.00
83	0.00	1.70	0.00	84	0.00	1.60	0.00
85	0.00	1.50	0.00	86	0.00	1.40	0.00
87	0.00	1.30	0.00	88	0.00	1.20	0.00
89	0.00	1.10	0.00	90	0.00	1.00	0.00
91	0.00	0.90	0.00	92	0.00	0.80	0.00
93	0.00	0.70	0.00	94	0.00	0.60	0.00
95	0.00	0.50	0.00	96	0.00	0.40	0.00
97	0.00	0.30	0.00	98	0.00	0.20	0.00
99	0.00	0.10	0.00	100	0.00	0.00	0.00

Overall potential I_L : 0.15

I_L = 0.00 - No liquefaction
 I_L between 0.00 and 5.00 - Liquefaction not probable
 I_L between 5.00 and 15.00 - Liquefaction probable
 I_L > 15.00 - Liquefaction certain

RELAZIONE SISMICA



Via Canova, 28 – 35030 Galzignano Terme (PD) – Tel.Fax 049.9131458 – Cell 347.8631217

RELAZIONE TECNICA GEOFISICA
INDAGINE SISMICA CON TECNICA MASW
PER LA DETERMINAZIONE DEL VS 30
CANTIERE: DEMOLIZIONE E RICOSTRUZIONE CAPANNONE AGRICOLO
VIA VANCINI 20 - FRAZ. BUONACOMPRA
COMUNE DI CENTO (FE)

Dott. Geol. Pier Giorgio Spadon



Galzignano Terme, Febbraio 2014

Committente:

ATTI ITALO
VIA VANCINI 20 - FRAZ. BUONACOMPRA
CENTO (FE)

Indice

1 Premessa.....	3
2 Cenni sulle tecniche sismiche utilizzate: sismica a rifrazione, sismica passiva Re.Mi. e sismica attiva Masw	3
3 Operazioni di acquisizione dati	7
4 Lavoro di campagna	7
5 Interpretazione geofisica onde Vs tecnica masw “VS 30”	9
6 Calcolo azione sismica di progetto	15
7 Conclusioni	17

ALLEGATI

UBICAZIONE STENDIMENTO MASW



1 Premessa

Lo scrivente su incarico dello Studio Tecnico e Geologico Bottoni e Merlin, ha eseguito uno studio geofisico atto alla definizione delle caratteristiche sismo-stratigrafiche dei terreni finalizzato demolizione e ricostruzione capannone agricolo del Sig. Atti Italo, sito in Via Vancini 20 nella Fraz. Buonacompra del comune di Cento (FE). Lo studio ha come scopo l'elaborazione di un modello geofisico per il corpo investigato, conforme OPCM 3274 del 2003 e succ. integrazioni, ordinanza 3519 del 28/04/2006, D.M. 14 gennaio 2008 ed Eurocodice 8.

2 Cenni sulle tecniche sismiche utilizzate: sismica a rifrazione, sismica passiva Re.Mi. e sismica attiva Masw

Questi metodi di esplorazione geofisica consistono nella determinazione delle velocità sismiche dei vari strati del sottosuolo caratterizzati da diverse caratteristiche fisico - meccaniche.

Sismica attiva Masw:

La procedura Masw è basata sulla determinazione della velocità delle onde di superficie. Considerando che le onde di Rayleigh campionano uno spessore di sottosuolo proporzionale alla lunghezza d'onda λ , è ragionevole ritenere di poter risalire alla rigidità dei terreni dalla legge di variazione della V_r con λ (curva di dispersione). Dal punto di vista sperimentale l'acquisizione Masw viene eseguita con una metodologia simile alla tecnica sismica a rifrazione. La differenza sostanziale viene dalla configurazione geometrica dei ricevitori, in genere i geofoni (minimo 12-24) vengono spazati di 1, 2 o 3 metri, aventi una frequenza di campionamento pari a 4.5 Hz. Essendo una tecnica attiva in presenza di una sorgente polarizzata, l'acquisizione masw risulta comunque possibile, essendo un metodo che utilizza una generazione energetica attiva per creare le onde sismiche, applicando le migliori metodologie di acquisizione sismica (filtri ecc.) che i moderni sismografi consentono.



Esempio acquisizione Masw:

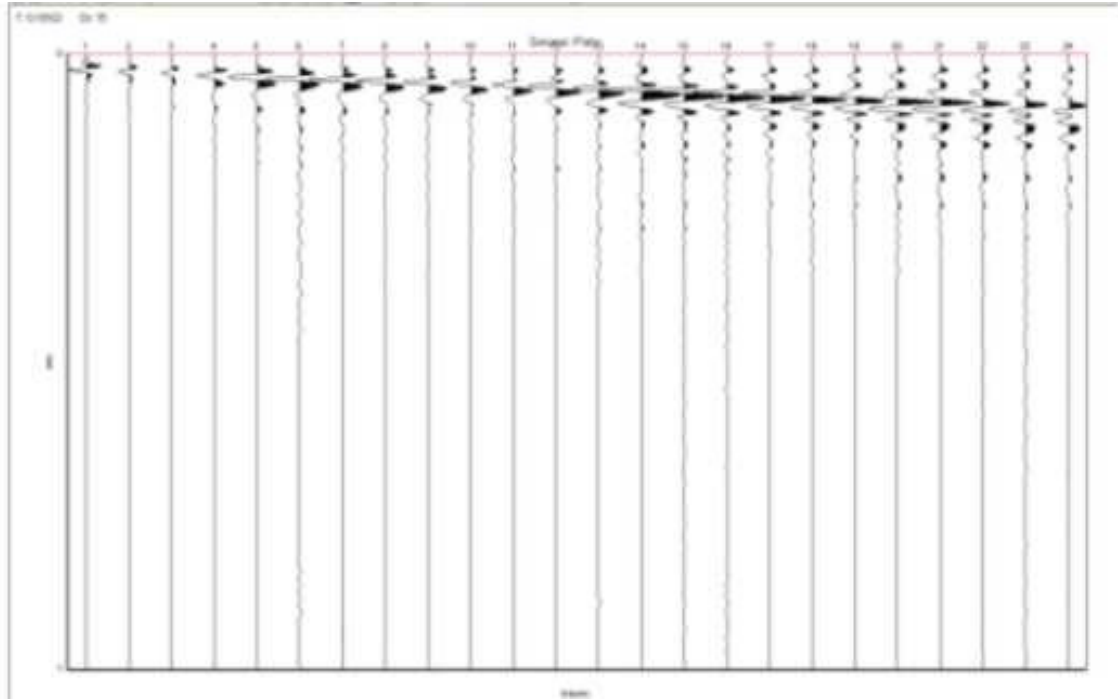


Figura 1



Sismica passiva Re.Mi.:

la procedura Re.Mi. si basa sull'utilizzo dei microtremori (rumore naturale della terra ed artificiale), come sorgente, con tempi di acquisizione minimo di 30 sec ed ottimali di 10- 20 minuti. Vengono utilizzati minimo 12-24 geofoni da 4.5 Hz (come nella tecnica Masw) spaziatati 1-3 metri collegati al sismografo in grado di acquisire con intervalli di campionamento minimo di 30 secondi, i quali vengono sommati nella fase di interpretazione. Questa tecnica utilizzando il rumore naturale "il microtremore", soffre di una limitazione particolare: se il profilo sismico viene eseguito in presenza di una sorgente di rumore fissa "polarizzata", l'interpretazione Re.Mi. risulta di difficile applicazione, in virtù del principio che il microtremore non deve essere localizzato, ma proveniente con una raggio di 360° rispetto al profilo ricevente.

Esempio acquisizione Re.Mi.:

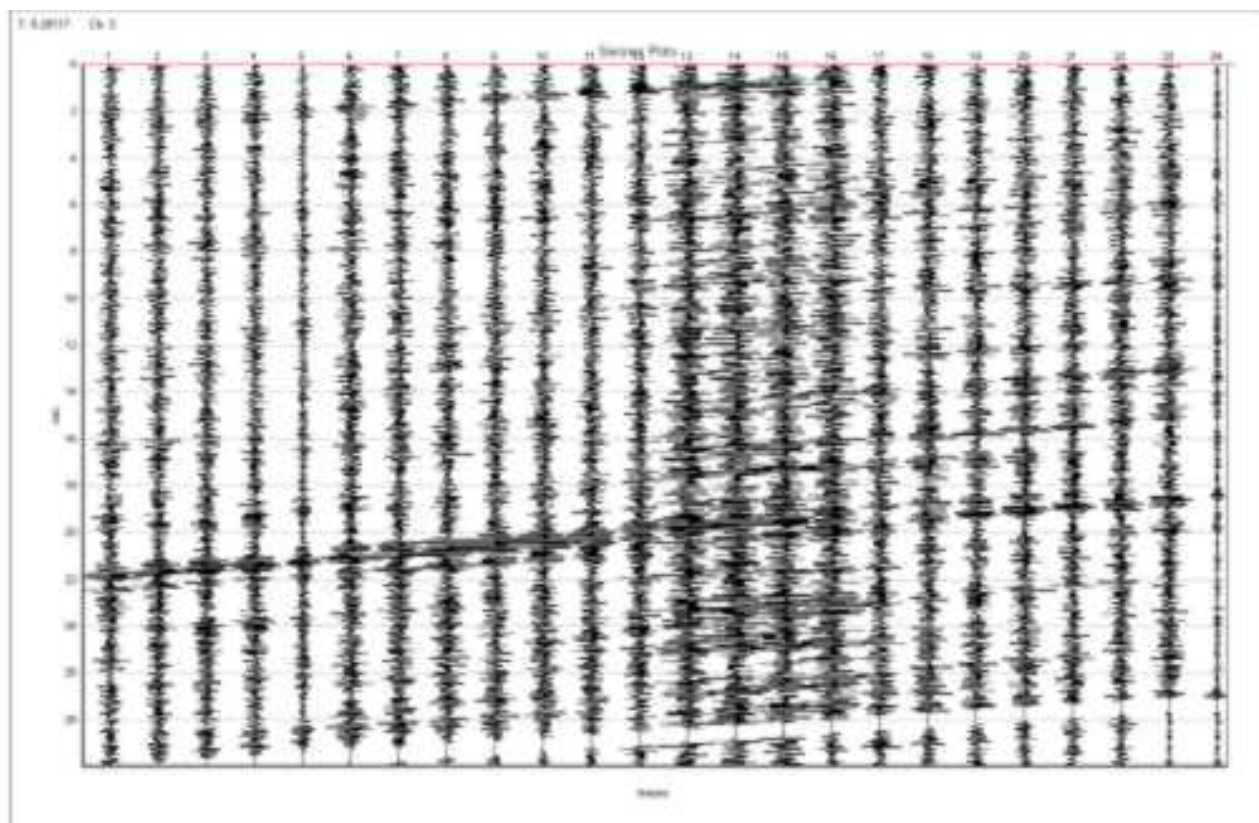


Figura 2



Interpretazione Masw e Re.Mi.:

Le tecniche sopra descritte differenziano per la metodologia di acquisizione del dato di campagna, mentre la tecnica di elaborazione risulta molto simile, di seguito brevemente descritta:

Il primo passo nell'elaborazione prevede la definizione della curva di dispersione la quale gode di una certa "variabilità" giustificata nell'influenza sulle misure dalla distanza dei ricevitori, posizione della sorgente e il volume di terreno campionato. Il secondo passo consiste nell'inversione della curva di dispersione, al fine di individuare quale sia il profilo di rigidità che riproduce la curva sperimentale. I modelli di analisi adoperati sono molteplici, mentre il metodo utilizzato per ottenere lo spettro delle velocità e l'inversione della curva di dispersione nel presente lavoro si basa sul metodo phase shift utilizzando la tecnica di calcolo degli algoritmi genetici .

Phase shift

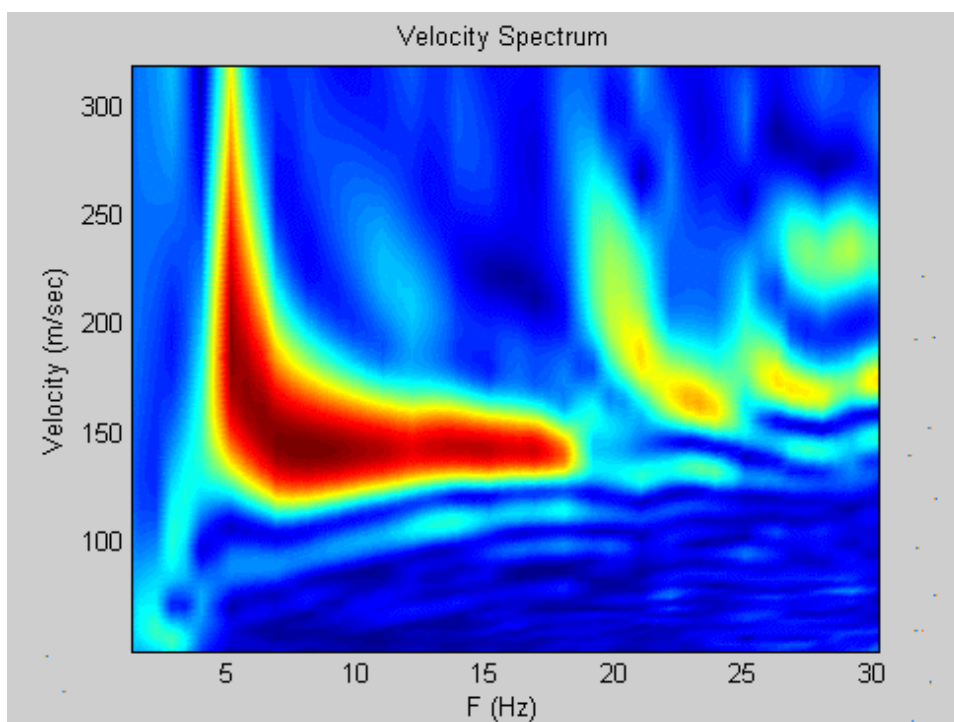


Figura 3



3 Operazioni di acquisizione dati

I profili sismici vengono eseguiti disponendo sul terreno una serie di sensori (*geofoni*), posti ad intervallo costante, collegati ad un sismografo mediante un cavo multipolare.

Dopo l'allestimento del dispositivo di ricezione si provvede a generare artificialmente (sismica attiva), vibrazioni impulsive in corrispondenza di punti prestabiliti lungo i profili: nello stesso istante di partenza della vibrazione viene trasmesso al sismografo il comando di avvio della registrazione (*trigger*). Da questo istante inizia l'acquisizione digitale, con campionamento ad intervallo costante e predeterminato, dei segnali ricevuti dai sensori.

Per lo studio sopra descritto è stata utilizzata la tecnica Masw:

Tale tecnica ha soddisfatto pienamente la normativa sismica vigente, fornendo come di seguito descritto, un'ottima risoluzione nei primi 30 metri p.c. delle onde Vs ed ha raggiunto una profondità di indagine tale da individuare il bedrock-like.

4 Lavoro di campagna

Le misure di campagna sono state eseguite nel mese Febbraio 2014, ed è stato eseguito n.1 stendimento, con tecnica Masw per il calcolo della Vs 30 con le seguenti caratteristiche tecniche:

- a) **Sismografo utilizzato:** sismografo digitale ECHO 12-24 2002 della AMBROGEO srl caratterizzato da 24 canali di acquisizione digitale con dinamica a 16 bit e campionamento del segnale ad intervalli di 130 microsecondi e filtro analogico Low Pass a 50 Hz.
- b) **Numero geofoni:** 24 cad. con frequenza propria 4.5 Hz distanza geofonica 2.0 m;
- c) **Acquisizione** a 7651 Hz per 1 sec.
- d) **Numero profili:** 1 masw;



- e) **Tiri:** n. 5 cad profilo masw 1 .
- i. Tiro n. 1 eseguito – 2.0 metri dal geofono n. 1 con finestra di acquisizione pari a 1000 millisecondi;
 - ii. Tiro n. 2 eseguito – 4.0 metri dal geofono n. 1 con finestra di acquisizione pari a 1000 millisecondi
 - iii. Tiro n. 3 eseguito – 6.0 metri dal geofono n. 1 con finestra di acquisizione pari a 1000 millisecondi
 - iv. Tiro n. 4 eseguito – 8.0 metri dal geofono n. 1 con finestra di acquisizione pari a 1000 millisecondi
 - v. Tiro n. 5 eseguito – 10.0 metri dal geofono n. 1 con finestra di acquisizione pari a 1000 millisecondi
- f) **Lunghezza singolo profilo:** 56 metri;
- g) **Sorgente utilizzata:** Mazza battente kg 10 con trigger (dispositivo per il comando di avvio della registrazione);
- h) **Energia utilizzata:** numero 1 colpo (masw) di mazza per tiro;



Documentazione fotografica : Ubicazione standimento Masw



5 Interpretazione geofisica onde Vs tecnica masw “VS 30”

Profilo Masw 1 Numero geofoni utilizzati: 24 verticali lunghezza 56 m

Su ognuna di tali acquisizioni è stata eseguita un’analisi ω -p (trasformata τ -p & trasformata di Fourier) al fine di discriminare l’energia associata alle onde di Rayleigh.

L’inversione della curva di dispersione con il metodo phase shift utilizzando la tecnica di calcolo degli algoritmi genetici .

Si riportano i grafici ad isolinee sui quali è identificata la curva di dispersione delle onde di Rayleigh (fig. 4).

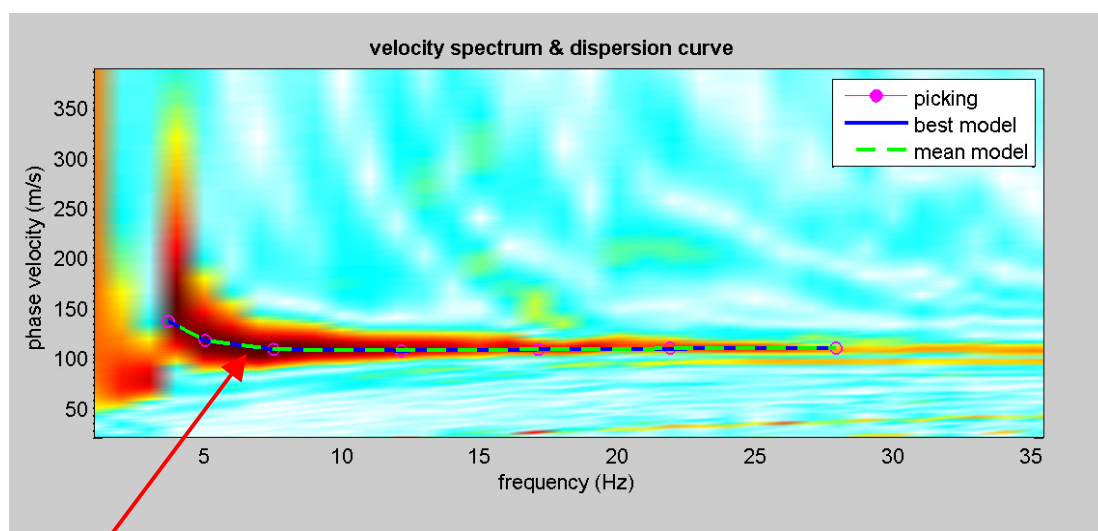


Figura 4

Modo fondamentale

MASW 1: Grafici ad Isolinee nel dominio velocità di fase – frequenza.



Analisi curva di dispersione:

La modellazione numerica della curva di dispersione prevede che alla base del modello sia posto un semispazio a spessore infinito.

Si riporta:

- 1) in Figura 5: il confronto tra la curva di dispersione sperimentale modello migliore (celeste) e modello medio (rosso),
- 2) in Figura 6: il profilo di velocità delle onde S associato alla curva teorica.

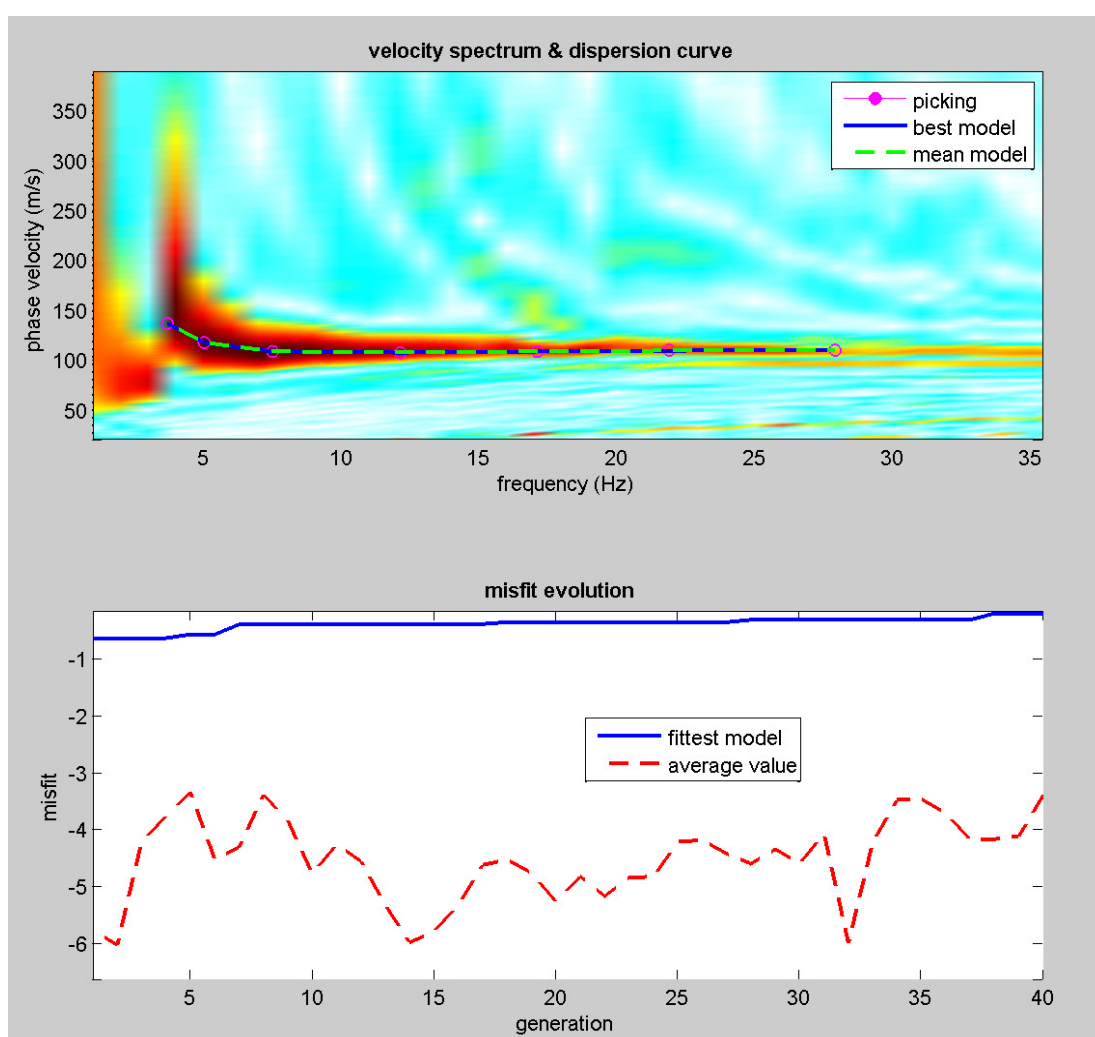


Figura 5 Confronto tra la curva di dispersione sperimentale e quella teorica.



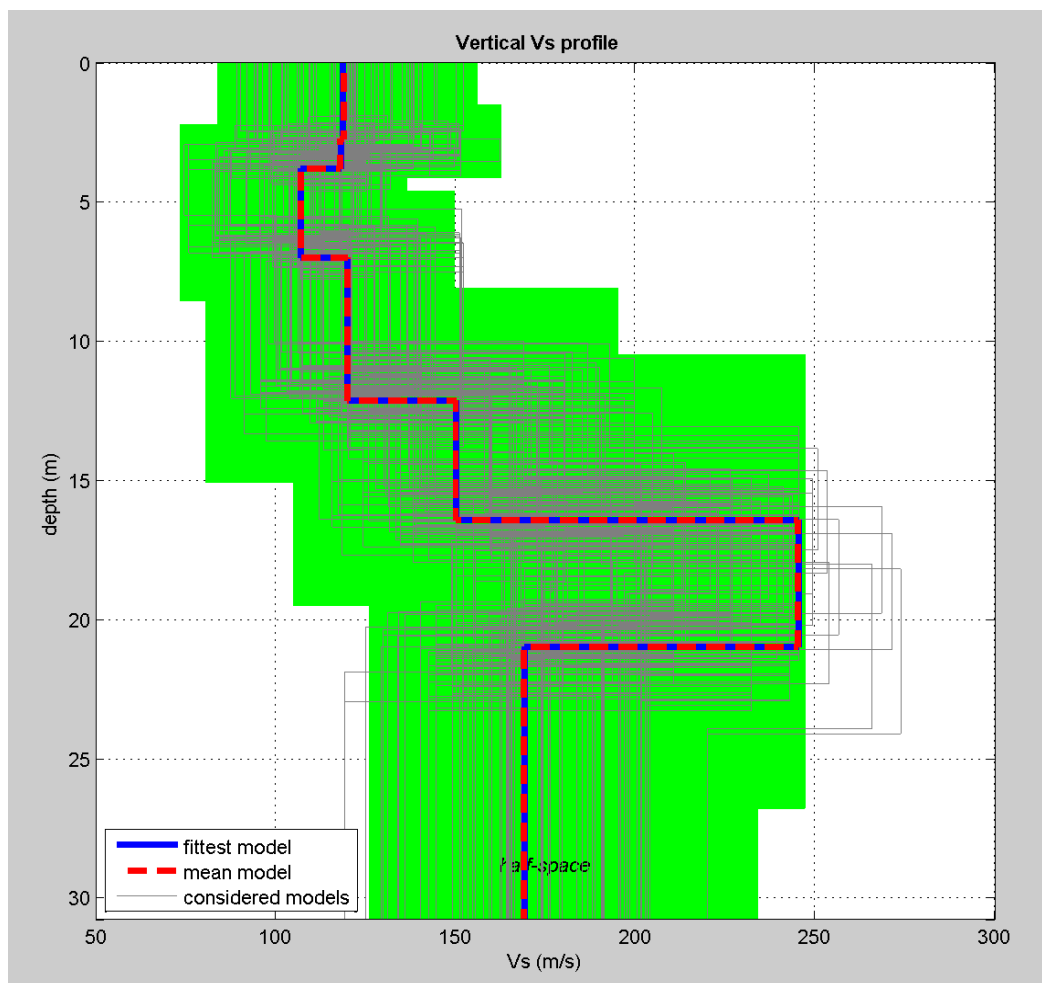


Figura 6 Profilo di velocità delle onde S stimato nel sito in esame.

Il miglior *fit* tra i dati sperimentali e la curva teorica si ottiene per il modello dato in Tabella 1.

L'andamento delle Vs è illustrato in Figura 6.

Strato	Vp (m/s)	Vs (m/s)	Spessore
1	253	119	2.7
2	249	118	1.1
3	228	107	3.2
4	252	120	5.1
5	320	150	4.3
6	526	245	4.5
7	317	169	Inf.

VS 30 = 146 m/s suolo di tipo D

Tabella 1 **Modello di velocità delle onde S per il sito in esame.**



La dicitura “infinito” indica che è stata raggiunta la profondità massima di indagine, mentre con il programma Deepsoil v 3.5 dell’Università dell’Illinois è stato calcolato il bedrock o meglio il bedrock-like (700 m/s). Esso risulta rilevante ai fini degli effetti di sito, perché tale strato presenta forti contrasti di impedenza rispetto ai terreni sovrastanti, potendo così determinare in questi ultimi l’intrappolamento delle onde sismiche e dunque l’amplificazione del moto del suolo in caso di terremoto.

N.B. Le velocità sismiche V_p sono ottenute da formule empiriche.

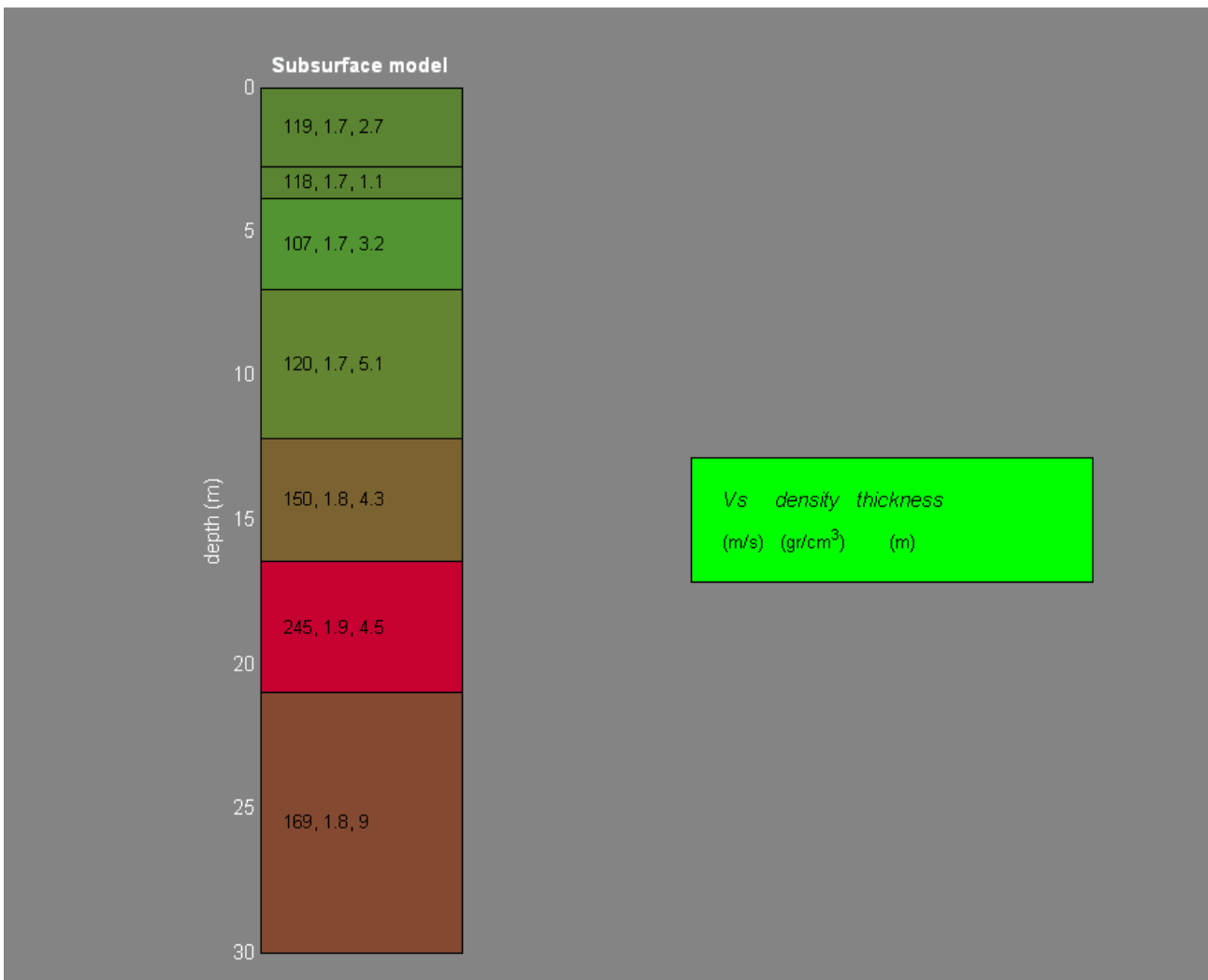


Figura n. 7 Stratigrafia dei terreni



PARAMETRI DINAMICI “Moduli elastici”

VS (m/sec): 119, 118, 107, 120, 150, 245, 169

Spessori (m): 2.7, 1.1, 3.2, 5.1, 4.3, 4.5

Stima VP (m/sec): 253, 249, 228, 252, 320, 526, 317

Stima densità (gr/cm³): 1.72, 1.72, 1.70, 1.72, 1.78, 1.90, 1.78

Stima modulo di Poisson: 0.36, 0.36, 0.36, 0.35, 0.36, 0.36, 0.30

Stima modulo di taglio (MPa): 24, 24, 19, 25, 40, 114, 51

Stima modulo di compressione (MPa): 78, 75, 62, 76, 129, 373, 111

Stima modulo di Young (MPa): 66, 65, 53, 67, 109, 310, 132

Stima modulo di Lamé (MPa): 61, 59, 49, 60, 102, 297, 77

Fattore di Frequenza:

L'andamento della funzione di amplificazione di un sito, è periodica ed assume sempre valori maggiori o uguali all'unità, cioè l'ampiezza dello spostamento alla superficie dello strato è sempre almeno pari a quella in corrispondenza della formazione rocciosa (secondo normativa vigente $V_s > 800$ m/s).

La *frequenza naturale* (F_n) di vibrazione dello strato di terreno corrisponde ai massimi della funzione di amplificazione: $F_n = \omega_n / 2\pi = (V_s / 4H) * (2n-1)$

La situazione più pericolosa in termini di fenomeni di amplificazione si verifica quando la frequenza dell'eccitazione armonica (ω) è pari ad una delle frequenze fondamentali dello strato (ω_n). Quando si verifica tale condizione ($\omega = \omega_n$) si ha la **risonanza** dello strato, ed il fattore di amplificazione è teoricamente infinito.

Frequenza risonanza superficie formazione bedrock-like : 0.28 Hz

Nel caso che una sollecitazione si prolunga nel tempo essa può diventare particolarmente pericolosa per l'edificio, progettato come elastico, quando il terreno trasmette una componente del segnale sismico che abbia la stessa frequenza di oscillazione della struttura:



- Frequenza di oscillazione del terreno < F_n frequenza naturale di oscillazione della struttura → i danni sono "limitati"
- Frequenza di oscillazione del terreno = F_n frequenza naturale di oscillazione della struttura → i danni sono "illimitati".

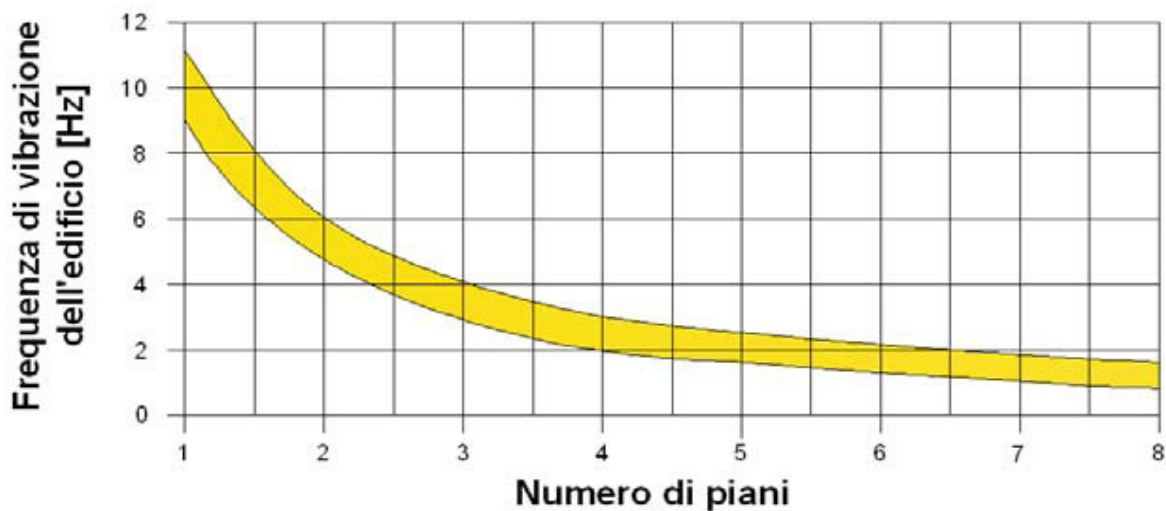
Dal punto di vista empirico, è noto che la frequenza di risonanza di un edificio è governata principalmente dall'altezza e può essere pertanto calcolata, in prima approssimazione, secondo la formula (cfr. Es. Pratt):

$$\text{freq. Naturale edificio} \approx 10 \text{ Hz} / \text{numero piani}$$

E' la coincidenza di risonanza tra terreno e struttura:

$$\text{freq. naturale edificio} \approx \text{freq. fondamentale di risonanza del sito}$$

ad essere particolarmente pericolosa, poiché da luogo alla massima amplificazione e deve quindi essere oggetto di studi approfonditi.



Fattore di Amplificazione sismico locale:

La normativa nazionale e regionale propone, per la definizione delle amplificazioni sismiche locali, l'impiego di apposite tabelle (come sopra citate) riferite a grandi situazioni morfologico-stratigrafiche del territorio nazionale. Tuttavia è consentita la stima del fattore di amplificazione sismico locale mediante una apposita indagine sismica del sito, come è stato fatto per il caso in esame.

Con il termine di risposta sismica locale si intende l'insieme delle modifiche che un moto sismico, relativo ad una formazione rocciosa di base posta ad una certa profondità nel sottosuolo, subisce attraversando gli strati di terreno sovrastanti fino alla superficie.

La teoria assume un livello di riferimento "sismico" pari alla velocità V_s misurata nel substrato roccioso (800 m/s) o in alternativa ad un livello (come nel nostro sito) in cui la V_s dello strato superficiale vada in risonanza con uno strato sismico profondo da cui è stato calcolato quanto segue:

Fattore di amplificazione sismico locale	Fa= 1.41
Fattore di amplificazione sismico di picco	Fa= 3.24
Periodo	3.6 s

6 Calcolo azione sismica di progetto

Parametri sismici

Categoria sottosuolo: D Categoria topografica: T1
Periodo di riferimento: 50 anni Coefficiente c_u : 1

Operatività (SLO):

Probabilità di superamento: 81 %
Tr: 30 [anni] ag: 0,040 g
Fo: 2,547 Tc*: 0,255 [s]



Danno (SLD):

Probabilità di superamento:	63	%		
Tr:	50	[anni]	ag:	0,053 g
Fo:	2,465		Tc*:	0,268 [s]

Salvaguardia della vita (SLV):

Probabilità di superamento:	10	%		
Tr:	475	[anni]	ag:	0,153 g
Fo:	2,589		Tc*:	0,271 [s]

Prevenzione dal collasso (SLC):

Probabilità di superamento:	5	%		
Tr:	975	[anni]	ag:	0,205 g
Fo:	2,538		Tc*:	0,278 [s]

Coefficienti Sismici

SLO:

Ss:	1,800	Cc:	2,470	St:	1,000		
Kh:	0,015	Kv:	0,007	Amax:	0,711	Beta:	0,200

SLD:

Ss:	1,800	Cc:	2,410	St:	1,000		
Kh:	0,019	Kv:	0,010	Amax:	0,937	Beta:	0,200

SLV:

Ss:	1,800	Cc:	2,400	St:	1,000		
Kh:	0,066	Kv:	0,033	Amax:	2,703	Beta:	0,240

SLC:

Ss:	1,620	Cc:	2,370	St:	1,000		
Kh:	0,093	Kv:	0,047	Amax:	3,264	Beta:	0,280



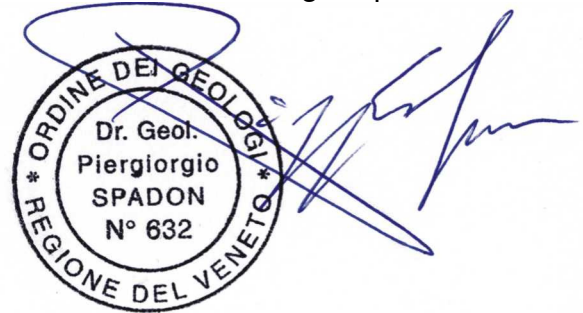
7 Conclusioni

La tecnica geofisica utilizzata durante questo lavoro ha permesso di ottenere i seguenti risultati di seguito brevemente riassunti:

- E' stata classificata la zona di studio in suolo di tipo D.
- La tecnica Masw ha superato la profondità di 30 m p.c., al fine di calcolare la risposta sismica locale, conforme, NTCU 2008.
- Sono stati forniti i parametri dinamici di calcolo per la progettazione in zona sismica.
- E' stato fornito il fattore di amplificazione sismico locale.
- E' stata fornita la frequenza di risonanza del sito.

Galzignano Terme, Febbraio 2014

Dott. Geol. Pier Giorgio Spadon





UBICAZIONE MASW



