


## RELAZIONE GEOLOGICO - GEOTECNICA

**OGGETTO:** Piano Attuativo in variante al P.R.G. Operativo per la realizzazione di un complesso commerciale – direzionale – terziario servizi ed un distributore di carburanti ai sensi della L.R. 11/2005 e s.m.i.

**COMMITTENTE:** IMMOBILIARE FUTURA S.r.l.

<b>UBICAZIONE</b>  <b>Regione</b> Umbria <b>Provincia</b> Perugia <b>Comune</b> Deruta <b>Località</b> Deruta Nord	P.P.V. Direttore dei Lavori	<b>IL GEOLOGO</b>  
	P.P.V. Progettista Opere Strutturali	
		<b>Data:</b> Agosto 2013

————— Dott. Geol. Giorgio Cerquiglino —————

Geologia – Geomorfologia – Geotecnica – Idrogeologia – Consulenza Ambientale

Sede Località Cerquiglino, 33 Gualdo Cattaneo (PG)

via Roberta, 1 - S. Martino in Campo (PG) - Tel. 335/5231805

e-mail: [g.cerquiglino@sintagma-ingegneria.it](mailto:g.cerquiglino@sintagma-ingegneria.it)

C.F. CRQ GRG 59S30 E2290 – P. Iva 02256160546

RELAZIONE GEOLOGICO - GEOTECNICA RELATIVA AL PIANO ATTUATIVO IN VARIANTE AL P.R.G. OPERATIVO PER LA REALIZZAZIONE DI UN COMPLESSO COMMERCIALE – DIREZIONALE – TERZIARIO SERVIZI ED UN DISTRIBUTORE DI CARBURANTI AI SENSI DELLA L.R. 11/2005 E S.M.I. SU UN TERRENO DI PROPRIETÀ DELLA IMMOBILIARE FUTURA S.R.L., SITUATO IN LOCALITÀ DERUTA NORD, NEL COMUNE DI DERUTA.

## 1.0 Premessa

Su incarico e per conto della Società *IMMOBILIARE FUTURA S.r.l.* è stata eseguita una indagine geologica per verificare l'idoneità e le caratteristiche geomeccaniche e sismiche dell'area dove è in progetto il Piano Attuativo in variante al P.R.G. Operativo per la realizzazione di un complesso commerciale – direzionale – terziario servizi ed un distributore di carburanti ai sensi della L.R. 11/2005 e s.m.i. su un terreno sito in località Deruta Nord.

Le indagini effettuate ed i dati acquisiti hanno permesso di verificare la situazione geologica e geomorfologica idrogeologica e sismica dell'area di interesse e le caratteristiche geomeccaniche dei terreni di imposta delle strutture.

In particolare, si è provveduto all'esecuzione di sondaggi geognostici e indagine geofisica finalizzate alla individuazione dello spessore del terreno di copertura e alla ricostruzione del modello geotecnico a partire dal piano campagna attuale.

Il terreno, dove verrà realizzato l'intervento sottoposto a Piano Attuativo è situato in località Deruta Nord, ed è distinto al N.C.T. del Comune di **Deruta** al foglio n° **10** e particelle n° **23 – 26 – 49 – 85 - 86**.

## 2.0 Inquadramento geografico

L'area in oggetto è situata nel centro abitato di DERUTA. Si inserisce su un'area pianeggiante posta ad una quota di 180 m circa sul livello del mare; facente parte della pianura alluvionale del fiume Tevere.

Tutta l'area risulta cartografata nella Carta d'Italia al foglio **130 "ORVIETO"** e tavoletta **"Deruta" I NE** (vedi allegato).

## 3.0 Descrizione geomorfologica e geologia dell'area

Un rilevamento geologico di dettaglio e l'esecuzione delle indagini ha permesso di accertare la natura e la successione stratigrafica dei terreni presenti nell'area oggetto di studio; tali sedimenti appartengono ai **Depositi Alluvionali Recenti e Attuali** del fiume Tevere (Olocene) che sovrastano stratigraficamente la formazione litoide della Marnoso Arenacea Umbra.

Le facies dominanti dei sedimenti alluvionali sono costituite da depositi di limi sabbiosi medio fini, giallo nocciola, normalmente consolidati ed intercalati da lenti limoso - argillose, argille grigio cenere e ghiaie. Intercalati nel complesso sabbioso si rinvencono, frequentemente, dei livelli a forma lenticolare di ciottoli calcareo-siltitici, di dimensioni medio piccole che testimoniano una genesi deposizionale di ambiente fluviale.

Al di sotto dei sedimenti fini (sabbie - limi e argille) è presente uno strato di ghiaia costituita da ciottoli poligenici ed eterometrici, di natura prevalentemente carbonatica ed arenacea, in matrice sabbiosa rossiccia; i ciottoli sono caratterizzati da elevato arrotondamento.

La geometria lenticolare dei depositi, la successione sedimentaria, i contatti eteropici uniti all'assetto morfologico dell'area attestano che i terreni studiati sono di origine fluviale ed appartengono a cicli sedimentari in cui si identificano facilmente

gli apparati di **Channel Lag** (*ghiaia e sabbia grossolana*) sottostanti a quelli di **Point Bar** (*sabbie medio - fini e limi*) per terminare con quelli di **Over Banck** (*argille e limi*).

I depositi alluvionali poggiano in discordanza sulla formazione MARNOSO-ARENACEA (Aquitaniense - Tortoniano) costituita da emipelagiti e torbiditi arenacee.

Dal punto di vista geomorfologico la zona è ascrivibile ad un'area valliva aperta a fondo piatto con direttrice NE - SO calibrata nel tempo dall'azione modellatrice del fiume Tevere ed attraversata dal fosso della Rena.

L'andamento del tracciato fluviale mostra una natura prevalentemente articolata e meandriforme con tendenza evolutiva del corso e spostamenti tali da fare supporre, almeno nel tratto immediatamente a monte dell'area rilevata, l'esistenza di fenomeni dislocativi lungo lineazioni tettoniche orientate in direzione NO-SE.

La valle risulta confinata lateralmente dai rilievi collinari di Deruta in sinistra idrografica, con versanti caratterizzati da pendenze piuttosto eterogenee legate ai litotipi ed alla situazione geostrutturale.

La pendenza pressoché nulla sull'area valliva studiata conferisce alla medesima una generale stabilità geomorfologica.

#### 4.0 Idrografia ed Idrogeologia

L'idrografia superficiale appare organizzata secondo pattern idrografici a tracciato meandriforme e con divagazioni dei corsi d'acqua sulla piana alluvionale, con valli a fondo piatto e profilo simmetrico.

I corsi d'acqua secondari presenti nelle vicinanze del fiume Tevere si caratterizzano per regimi stagionali con portate spasmodiche e secche prolungate, in stretta dipendenza con i regimi pluviometrici.

I dati provenienti dall'indagine su pozzi presenti nelle immediate vicinanze dell'area di interesse e dalla campagna geognostica hanno permesso di verificare la presenza di una falda freatica superficiale a pelo libero con livello dinamico che subisce significative variazioni per effetto dell'emungimento idrico, sia per scopi idropotabili che irrigui stagionali.

Le misure effettuate, confrontate con la carta piezometrica, indicano la presenza della falda freatica che si attesta a circa **7.0 m** di profondità dal piano campagna, mentre nei mesi estivi o in periodi particolarmente critici tale livello si deprime ulteriormente.

### 5.0 Considerazioni geotecniche

Le indagini condotte sul terreno dove è in progetto il Piano Attuativo in variante al P.R.G. Operativo per la realizzazione di un complesso commerciale – direzionale – terziario servizi ed un distributore di carburanti sensi della L.R. 11/2005 e s.m.i. su un terreno sito in località Deruta Nord, sono state estese all'intera zona di possibile influenza delle fondazioni nell'intento di verificare le caratteristiche geomeccaniche dei materiali di imposta; l'indagine è consistita in:

*uno studio geologico finalizzato alla individuazione delle caratteristiche geologico stratigrafiche, geomorfologiche ed idrogeologiche;*

*uno studio geotecnico esteso al volume significativo e volto alla individuazione delle caratteristiche geomeccaniche del terreno di fondazione; lo studio è stato effettuato mediante l'esecuzione di sondaggi geognostici spinti fino alla profondità massima di 8.0 m dall'attuale piano campagna e di una indagine geofisica (MASW).*

Il rilevamento geologico dell'area, confortato dai dati acquisiti mediante l'esecuzione di sondaggi geognostici nell'area ha permesso di conoscere le caratteristiche geomeccaniche e litologiche dei terreni di imposta.

Il posizionamento ed il numero dei sondaggi è stato deciso in base ai dati di progetto della struttura da realizzare e soprattutto alla situazione stratigrafica

riscontrata nel corso dello studio geologico, al fine di verificare l'omogeneità o meno dei terreni.

Riportiamo di seguito i risultati dell'indagine geognostica svolta sull'area in questione:

### Sondaggio S1

*La prospezione è stata spinta sino alla profondità di 8 m ed ha evidenziato dati stratigrafici e di resistenza dei materiali che possono essere brevemente riassunti in:*

- *dal piano campagna sino a 1.2 m di profondità è presente il terreno di riporto costituito da limi argillosi marroni con rari inclusi;*
- *al di sotto e sino alla profondità di 3.5 m sono presenti sabbie limoso argillose di colore nocciola chiaro con rari inclusi centimetrici - (NS.P.T. 1.5 m – 1.95 m = 2 – 5 - 4 colpi) - (NS.P.T. 3.0 m – 3.45 m = 3 – 6 - 6 colpi);*
- *al di sotto e sino 5.2 m si rinvencono sabbie ghiaiose, normal consolidate;*
- *al di sotto e fino a termine sondaggio (8 m) si rinviene sabbia limosa di colore ocre con rari inclusi (NS.P.T. 6.0 m – 6.45 m = 8 – 9 - 8 colpi).*

### Sondaggio S2

*La prospezione è stata spinta sino alla profondità di 8 m ed ha evidenziato dati stratigrafici e di resistenza dei materiali che possono essere brevemente riassunti in:*

- *dal piano campagna sino a 1.0 m di profondità è presente il terreno di riporto costituito da limi argillosi marroni con rari inclusi;*
- *al di sotto e sino alla profondità di 3.7 m sono presenti sabbie limoso argillose di colore nocciola chiaro con rari inclusi centimetrici - (NS.P.T. 2.5 m – 2.95 m = 3 – 4 - 6 colpi);*
- *al di sotto e sino 6.6 m si rinvencono sabbie ghiaiose, normal consolidate (NS.P.T. 5.0 m – 5.45 m = 6 – 7 - 10 colpi);*
- *al di sotto e fino a termine sondaggio (8 m) si rinviene sabbia limosa di colore ocre con rari inclusi.*

### Sondaggio S3

*La prospezione è stata spinta sino alla profondità di 8 m ed ha evidenziato dati stratigrafici e di resistenza dei materiali che possono essere brevemente riassunti in:*

- *dal piano campagna sino a 0.5 m di profondità è presente il terreno vegetale;*

- *al di sotto e sino alla profondità di 4.1 m sono presenti sabbie limoso argillose di colore nocciola chiaro con rari inclusi centimetrici - (NS.P.T. 3.5 m – 3.95 m = 3 – 7 - 8 colpi);*
- *al di sotto e sino 6.1 m si rinvencono sabbie ghiaiose, normal consolidate (NS.P.T. 6.0 m – 6.45 m = 12 – 9 - 10 colpi);*
- *al di sotto e fino a termine sondaggio (8 m) si rinviene sabbia limosa di colore ocre con rari inclusi.*

#### Sondaggio S4

*La prospezione è stata spinta sino alla profondità di 8 m ed ha evidenziato dati stratigrafici e di resistenza dei materiali che possono essere brevemente riassunti in:*

- *dal piano campagna sino a 0.6 m di profondità è presente il terreno vegetale;*
- *al di sotto e sino alla profondità di 3.5 m sono presenti sabbie limoso argillose di colore nocciola chiaro con rari inclusi centimetrici - (NS.P.T. 1.5 m – 1.95 m = 3 – 6 - 8 colpi);*
- *al di sotto e sino 5.2 m si rinvencono sabbie ghiaiose, normal consolidate (NS.P.T. 5.0 m – 5.45 m = 8 – 14 - 16 colpi);*
- *al di sotto e fino a termine sondaggio (8 m) si rinviene sabbia limosa di colore ocre con rari inclusi.*

Le condizioni stratigrafiche locali riscontrate denotano la presenza di una situazione piuttosto omogenea con piccole variazioni litologiche locali imputabili sia alla peculiare posizione morfologica del sito sia alla disposizione lenticolare del deposito.

Le considerazioni morfologiche e geologiche d'insieme indicano che tali litotipi presentano una continuità laterale tale da assicurare un piano fondale omogeneo per l'intervento da realizzare.

La natura del deposito, tranne modeste variazioni che si rinvencono nelle intercalazioni presenti di natura prevalentemente limoso argillosa, appare costituito da limi sabbiosi e da sabbie limose con rari ciottoli, sovrastanti uno strato di ghiaia in matrice sabbiosa, molto consistente.

Le indicazioni ed i dati desunti durante i sondaggi geognostici hanno consentito di

verificare lo stato tessitoriale dei sedimenti e di parametrizzare geotecnicamente i terreni presenti nell'area di interesse.

*Le sabbie limose sono presenti secondo valori medi di profondità da 1.0 fino a 5.6 m. Questi depositi presentano caratteristiche geotecniche di consistenza basse ( $N_{SPT} = 9-12$ ).*

#### Sabbie Limose deb. Argillose

*presenti da 0.6 a 4.0 m di profondità:*

$C' = 5 \text{ KN/m}^2$
$\gamma = 18.7 \text{ KN/m}^3$
$\phi = 18^\circ$
$C_u = 20 \text{ KN/m}^2$

*Le ghiaie con sabbie sono presenti dal piano campagna fra 4.0 m e 6.0 m. Questi depositi presentano caratteristiche geotecniche di elevata consistenza ( $N_{SPT} = 17$ ).*

#### Sabbie e Ghiaie

*presenti da 0.4 m a 1.8 m di profondità:*

$C' = 0.0 \text{ KN/m}^2$
$\gamma = 19.7 \text{ KN/m}^3$
$\phi = 34^\circ$
$C_u = 0.0 \text{ KN/m}^2$

*Le sabbie limose sono presenti dal piano campagna fra 6.0 m e 8.0 m. Questi depositi presentano caratteristiche geotecniche di elevata consistenza ( $N_{SPT} = 20$ ).*

#### Sabbie Limose

*presenti da 5.6 m a 8.0 m di profondità:*

$C' = 0.0 \text{ KN/m}^2$
$\gamma = 20.0 \text{ KN/m}^3$
$\phi = 32^\circ$
$C_u = 0.0 \text{ KN/m}^2$

Le caratteristiche tessiturali e geostatiche del terreno di fondazione e della pila di sedimenti sottostanti suggeriscono, che per il coefficiente di sottofondo, si può indicare un valore di:

$K_0 = 5 \text{ Kg/cm}^3 \text{ ( COSTANTE DI WINKLER )}$
---



## 6.0 Analisi sismica

L'intervento in oggetto è relativo al Piano Attuativo in variante al P.R.G. Operativo per la realizzazione di un complesso commerciale – direzionale – terziario servizi ed un distributore di carburanti ai sensi della L.R. 11/2005 e s.m.i. situato in località Deruta.

*Lo studio geologico ha consentito di giungere alla caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni in profondità dal punto di vista geomeccanico sia dal punto di vista geofisico come risposta alle sollecitazioni sismiche indotte mediante l'esecuzione di una campagna geognostica dettagliata; pertanto si è proceduto alla ricostruzione del profilo verticale delle velocità delle onde di taglio  $V_s$  e alla determinazione della velocità equivalente  $V_{s30}$  per la definizione del sottosuolo tipo ai sensi del D.M. 14 gennaio 2008 "NTC08 Norme Tecniche per le Costruzioni" e della Circolare del Ministero delle Infrastrutture e Trasporti n.617 del 2 febbraio 2009 "Istruzioni per l'applicazione delle nuove Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008".*

*L'ordinanza O.P.C.M. N. 3274/03 contempla cinque categorie principali di terreno di fondazione, individuate dai valori della velocità media ( $V_{S30}$ ) delle onde di taglio nei primi 30 m di sottosuolo o dalla resistenza penetrometrica  $N_{SPT}$  o dalla coesione non drenata  $C_u$ . La classificazione viene, quindi, effettuata principalmente sulla base del valore di  $V_{S30}$  valutato dalla seguente espressione:*

$$V_{S30} = \frac{30}{\sum \left( \frac{h_i}{V_i} \right)}$$

*con  $h_i$  e  $V_i$  rispettivamente spessore e velocità dello strato  $i$ -esimo degli  $N$  strati presenti nei primi 30 metri di sottosuolo.*

Le categorie definite sono:

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

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

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

**[D]** -Depositi di terreni granulari da sciolti a poco addensati oppure coesivi da poco a media-mente consistenti, caratterizzati da valori di VS30 < 180 m/s ( $\text{NSPT} < 15$ ,  $c_u < 70$  kPa).

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

*In aggiunta a queste categorie se ne definiscono altre due, per le quali sono richiesti studi speciali per la definizione dell'azione sismica da considerare:*

**[S1]** -Depositi costituiti da, o che includono, uno strato spesso almeno 10 m di argille/limi di bassa consistenza, con elevato indice di plasticità ( $PI > 40$ ) e contenuto di acqua, caratterizzati da valori di VS30 < 100 m/s ( $10 < c_u < 20$  kPa).

**[S2]** -Depositi di terreni soggetti a liquefazione, di argille sensitive, o qualsiasi altra categoria di terreno non classificabile nei tipi precedenti.

A tal fine è stata eseguita una indagine sismica M.A.S.W. (*Multichannel Analysys of Surface Waves*) metodo di analisi dei dati sismici che sfrutta alcune proprietà delle componenti superficiali (Rayleigh e di Love) delle onde generate. L'inversione del modello restituisce un valore **Vs30 equivalente al P.C. di 396 m/s**, che permettono di classificare in base alla normativa vigente, secondo l'approccio di tipo semplificato, i terreni in oggetto come **Sottosuolo di Categoria B**.

### FATTORE TOPOGRAFICO.

Le caratteristiche della superficie topografica possono essere assimilate alla seguente categoria:

T1 - Pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $i > 15^\circ$ . = 1.0

## 8.0 Verifica Liquefazione

### **VERIFICA POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE METODI SEMPLIFICATI**

#### **1 - INTRODUZIONE**

I metodi semplificati si basano sul rapporto che intercorre fra le sollecitazioni di taglio che producono liquefazione e quelle indotte dal terremoto; hanno perciò bisogno di valutare i parametri relativi sia all'evento sismico sia al deposito, determinati questi ultimi privilegiando metodi basati su correlazioni della resistenza alla liquefazione con parametri desunti da prove in situ. La resistenza del deposito alla liquefazione viene quindi valutata in termini di fattore di resistenza alla liquefazione

$$(1.0)F_s = \frac{CRR}{CSR}$$

dove CRR (Cyclic Resistance Ratio) indica la resistenza del terreno agli sforzi di taglio ciclico e CSR (Cyclic Stress Ratio) la sollecitazione di taglio massima indotta dal sisma.

I metodi semplificati proposti differiscono fra loro soprattutto per il modo con cui viene ricavata CRR, la resistenza alla liquefazione. Il parametro maggiormente utilizzato è il numero dei colpi nella prova SPT anche se oggi, con il progredire delle conoscenze, si preferisce valutare il potenziale di liquefazione utilizzando prove statiche (CPT) o prove di misurazione delle onde di taglio Vs. Questi metodi sono in genere utilizzati per la progettazione di opere di media importanza.

I metodi di calcolo del potenziale di liquefazione adottati dal programma sono:

- 1) Metodo di Seed e Idriss (1982);
- 2) Metodo di Iwasaki et al. (1978; 1984);
- 3) Metodo di Tokimatsu e Yoshimi (1983);
- 4) Metodo di Finn (1985);
- 5) Metodo di Cortè (1985);
- 6) Metodo di Robertson e Wride modificato (1997);
- 7) Metodo di Andrus e Stokoe (1998);
- 8) Metodi basati sull'Eurocodice 8 (ENV 1998-5);
- 9) Metodo basato sull'NTC 2008.

Seed e Idriss (1971b) per poter determinare gli sforzi di taglio indotti dal sisma propongono una semplice procedura basata sull'ipotesi di terreno omogeneo. Ipotizzando la propagazione verticale di onde sismiche di taglio, una colonna di terreno di altezza  $z$  (Fig. 1) si muove rigidamente in direzione orizzontale e pertanto lo sforzo di taglio massimo alla profondità  $z$  è dato da:

$$(1.1) \tau_{max} = \frac{a_g}{g} \times \gamma z$$

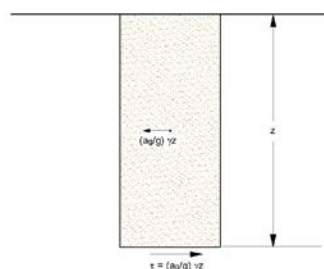
dove  $a_g$  è l'accelerazione massima in superficie,  $g$  l'accelerazione di gravità e  $\gamma$  il peso di volume secco del terreno.

Poiché nella realtà il terreno è deformabile, lo sforzo di taglio è minore che nell'ipotesi di corpo rigido e quindi bisogna introdurre un coefficiente riduttivo  $r_d$ . Normalizzando con la pressione verticale effettiva e riferendosi ad un valore medio  $\tau_{av}$  anziché ad un valore massimo  $\tau_{max}$  si ottiene:

$$(1.2) \frac{\tau_{av}}{\sigma_{vo}} = CSR_{7,5} = 0,65 \frac{a_g}{g} \frac{\sigma_{vo}}{\sigma_{vo}} r_d$$

espressione valida per sismi di magnitudo 7.5. Per magnitudo diverse bisogna dividere per il fattore correttivo **MSF** (Magnitudo Scaling Factor):

$$(1.3) CSR = \frac{CSR_{7,5}}{MSF}$$



**Figura 1** – Sforzo di taglio indotto dal terremoto ad una determinata quota

Il 'metodo di Seed e Idriss' (1982) è il più noto e utilizzato dei metodi semplificati e richiede solo la conoscenza di pochi parametri geotecnici: la granulometria, il numero dei colpi nella prova SPT, la densità relativa, il peso di volume. Per determinare il valore del coefficiente riduttivo  $r_d$  viene utilizzata la formula empirica proposta da Iwasaki et al. (1978):

$$(1.4) r_d = 1 - 0,015z$$

mentre per il fattore correttivo **MSF** si veda la Tabella 1 dove viene riportato il valore di questo fattore ottenuto da vari ricercatori, tra cui Seed H. B. e Idriss I. M (1982).

Tabella 1 - Magnitudo Scaling Factor

Magnitudo	Seed H. B. & Idriss I. M. (1982)	Ambraseys N. N. (1988)	NCEER (Seed R. B. et al.) (1997; 2003)
5.5	1.43	2.86	2,21
6.0	1.32	2.20	1,77
6.5	1.19	1.69	1,44
7.0	1.08	1.30	1,19
7.5	1.00	1.00	1,00
8.0	0.94	0.67	0,84
8.5	0.89	0.44	0,73

Il termine a numeratore della (1.0), cioè la resistenza alla liquefazione CRR, viene calcolato in funzione della magnitudo, del numero di colpi, della pressione verticale effettiva, della densità relativa.

Si ottiene un grafico (Fig. 2) ottenuto selezionando i casi di terreni in cui si è avuta liquefazione e non liquefazione durante i terremoti.

Si calcola inizialmente il numero dei colpi corretto alla quota desiderata per tenere conto della pressione litostatica mediante la seguente espressione:

$$(1.5) (N_{1,60}) = C_N N_m$$

dove  $N_m$  è il numero medio dei colpi nella prova penetrometrica standard SPT e  $C_N$  un coefficiente correttivo che si calcola mediante la seguente espressione:

$$(1.6) C_N = \left( \frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.5}$$

dove  $\sigma'_{v0}$  è la pressione verticale effettiva,  $P_a$  la pressione atmosferica espressa nelle stesse unità di  $\sigma'_{v0}$  ed  $n$  un'esponente che dipende dalla densità relativa del terreno (Fig. 3).

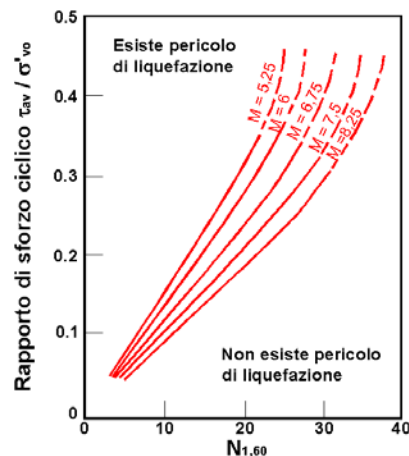


Figura 2 – Correlazione fra CSR e  $N_{1,60}$

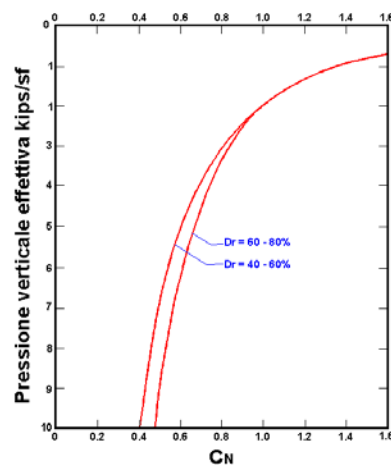


Figura 3 – Coefficiente correttivo  $C_N$

E' stato dimostrato che per un terremoto di magnitudo pari a 7,5 CRR è:

$$(1.7) \text{CRR} \approx \frac{N_{1,60}}{90}$$

Si applica quindi la (1.0); se  $F_S > 1,3$  il deposito non è liquefacibile.

Gli Autori hanno precisato che questa procedura è valida per sabbie con  $D_{50} > 0,25$  mm; per sabbie limose e limi suggeriscono di correggere ulteriormente il valore di  $N_{1,60}$ :

$$(1.8) (N_{1,60})_{cs} = N_{1,60} + 7,5$$

Il 'metodo di Iwasaki et al.' (1978, 1984) è stato proposto basandosi sulla osservazione che la severità dei danni prodotti dalla liquefazione ai manufatti è legata al volume di terreno liquefatto all'interno del deposito.

Il metodo si basa su due quantità: il **fattore di resistenza ( $F_S$ )** e l'**indice di liquefazione ( $I_L$ )**.  $F_S$  si ottiene mediante la (1.0) e quando  $F_S \leq 1$  lo strato di terreno è liquefacibile; mentre  $I_L$ , indicativo dell'estensione che il fenomeno della liquefazione può avere nel deposito, è ottenuto dalla espressione

$$(1.9) I_L = \int_0^{20} F W(z) dz$$

dove

$$F = 1 - F_S \quad \text{per } F_S \leq 1$$

$$F = 0 \quad \text{per } F_S > 1$$

$$W(z) = 10 - 0,5z$$

Per poter valutare la severità degli effetti viene proposta la scala della Tabella 2.

Il fattore correttivo  $r_d$  viene calcolato mediante la (1.4) e **MSF** come nel caso precedente.

Invece per la valutazione di CRR vengono proposte le seguenti espressioni ricavate da numerose prove di resistenza ciclica non drenata:

- per terreni con  $0,04 \text{ mm} \leq D_{50} \leq 0,6$

$$(2.0) \text{CRR} = 0,0882 \sqrt{\frac{N_m}{\sigma'_{vo} + 0,7}} + 0,225 \log_{10} \left( \frac{0,35}{D_{50}} \right)$$

- per terreni con  $0,6 \text{ mm} \leq D_{50} \leq 1,5$

$$(2.1) \text{CRR} = 0,0882 \sqrt{\frac{N_m}{\sigma'_{vo} + 0,7}} - 0,05$$

dove  $D_{50}$  è il diametro dei granuli al 50% (in mm).

Tabella 2

Valori di $I_L$	Rischio di liquefazione
$I_L = 0$	Molto basso
$0 < I_L \leq 5$	Basso
$5 < I_L \leq 15$	Alto
$15 < I_L$	Molto alto

Il 'metodo di Tokimatsu e Yoshimi' (1983) per poter tener conto della magnitudo del terremoto, a differenza dei metodi precedenti, calcola il rapporto di sforzo ciclico con la seguente espressione:

$$(2.2) CSR = 0,65 \frac{a_g}{g} \frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} r_d r_n$$

dove viene introdotto un coefficiente correttivo  $r_n$  funzione della magnitudo  $M$ .

$$(2.3) r_d = 0,1 (M - 1)$$

Invece la resistenza alla liquefazione viene calcolata, confrontando risultati di prove triassali cicliche con dati di prove SPT, con la seguente espressione:

$$(2.4) CRR = a C_r \left[ \frac{16 \sqrt{N_{1,60} + \Delta N_f}}{100} + \left( \frac{16 \sqrt{N_{1,60} + \Delta N_f}}{C_s} \right)^n \right]$$

dove

$$a = 0,45$$

$$C_r = 0,57$$

$$n = 14$$

$$\Delta N_f = 0 \text{ per sabbie pulite e } \Delta N_f = 5 \text{ per sabbie limose}$$

$$N_{1,60} = [1,7 / (\sigma'_{vo} + 0,7)] N_m$$

$C_s$  è una costante empirica che dipende dall'ampiezza della deformazione di taglio.

Gli Autori, ai fini progettuali, suggeriscono di adottare un valore di  $F_s > 1,5$  per le sabbie medio-sciolte e  $F_s > 1,3$  per le sabbie medio-dense.

Questo metodo è raccomandato nella proposta di Norme Sismiche Italiane avanzata dal CNR nel 1984.

Correlazioni della resistenza alla liquefazione con la magnitudo vengono proposte da Finn (1985) e Cortè (1985). Il primo propone un'espressione di CRR in funzione della magnitudo  $M$  e del numero dei colpi corretto  $N_{1,60}$ :

$$(2.5) CRR = \frac{N_{1,60}}{12,9 M - 15,7}$$

Cortè invece propone di valutare CRR mediante le seguenti espressioni:

- per terreni con  $0,04 \text{ mm} \leq D_{50} \leq 0,6$

$$(2.6) CRR = A \left\{ \left[ \frac{N_m}{\sigma'_{vo} + 70} \right]^{0,5} - 0,258 \log_{10} \left( \frac{D_{50}}{0,35} \right) \right\}$$

- per terreni con  $0,6 \text{ mm} \leq D_{50} \leq 1,5$

$$(2.7) CRR = A \left\{ \left[ \frac{N_m}{\sigma'_{vo} + 70} \right]^{0,5} - 0,0567 \right\}$$

Il coefficiente  $A$  assume valori che variano fra 0,50 e 0,66, a seconda della magnitudo del

sisma e quindi del **numero di cicli equivalenti** che variano a loro volta fra 5 e 20.

In questi due ultimi metodi ovviamente il rapporto di sforzo ciclico è dato dalla (1.2).

Il 'metodo di Robertson e Wride' utilizza l'indice di comportamento per il tipo di suolo  $I_C$  che viene calcolato mediante l'utilizzo della seguente formula:

$$(2.8a) I_c = \left[ (3,47 - \log_{10} Q)^2 + (\log_{10} R_f + 1,22)^2 \right]^{0,5}$$

$$(2.8b) Q = \frac{q_c - \sigma'_{vo}}{Pa} \left( \frac{Pa}{\sigma'_{vo}} \right)^n$$

$$(2.8c) R_f = \frac{f_s}{q_c - \sigma'_{vo}} 100$$

dove

$q_c$  è la resistenza alla punta misurata

$Pa$  è la tensione di riferimento (1 atmosfera) nelle stesse unità di  $\sigma'_{vo}$

$f_s$  è l'attrito del manicotto

$n$  è un'esponente che dipende dal tipo di suolo.

Inizialmente si assume  $n = 1$ , come per un suolo argilloso e si procede al calcolo di  $I_C$  con la (2.8a).

Se  $I_C > 2,6$  il suolo è probabilmente di tipo argilloso e l'analisi si ferma dato che il suolo non è liquefacibile.

Se  $I_C \leq 2,6$ , vuol dire che l'ipotesi assunta è errata e  $I_C$  deve essere ricalcolato nuovamente con la seguente formula:

$$(2.9) Q = \frac{q_c}{Pa} \left( \frac{Pa}{\sigma'_{vo}} \right)^n$$

Si presume che il terreno sia granulare e si assume  $n = 0,5$ .

Se è ancora  $I_C \leq 2,6$ , significa che l'ipotesi è giusta e il suolo è probabilmente non plastico e granulare.

Se invece  $I_C > 2,6$ , vuol dire che l'ipotesi è di nuovo errata e il suolo è probabilmente limoso.  $I_C$  deve essere nuovamente ricalcolato con la (2.8a) ponendo  $n = 0,75$ .

Calcolato  $I_C$ , si procede con la correzione della resistenza alla punta misurata  $q_c$  mediante la seguente espressione:

$$(3.0) q_{c1N} = \frac{q_c}{Pa} \left( \frac{Pa}{\sigma'_{vo}} \right)^n$$

dove  $n$  è lo stesso del calcolo di  $I_C$ .

La correzione alla resistenza alla punta dovuta al contenuto di materiale fine viene valutata mediante la seguente procedura:

se il metodo utilizzato è il Robertson e Wride classico:



$$(3.1a) (q_{c1N})_{cs} = K_c q_{c1N}$$

$$(3.1b) K_c = -0,403 I_c^4 + 5,581 I_c^3 - 21,63 I_c^2 + 33,75 I_c - 17,88$$

se il metodo utilizzato è il Robertson e Wride modificato:

$$(3.2a) (q_{c1N})_{cs} = q_{c1N} + \Delta q_{c1N}$$

$$(3.2b) \Delta q_{c1N} = \frac{K_c}{1 - K_c} q_{c1N}$$

dove  $K_c$  dipende dal contenuto di fine, FC (%):

$K_c = 0$	per $FC \leq 5$
$K_c = 0,0267(FC - 5)$	per $5 < FC \leq 35$
$K_c = 0,8$	per $FC > 35$

FC (%) viene calcolato mediante l'espressione seguente:

$$(3.3) FC (\%) = 1,75 (I_c)^{3,25} - 3,7$$

La resistenza alla liquefazione per una magnitudo pari a 7,5 (**CRR<sub>7,5</sub>**) si calcola con le espressioni seguenti:

se  $(q_{c1N})_{cs} < 50$

$$(3.4) CRR = 0,833 \left[ \frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000} \right] + 0,05$$

se  $50 \leq (q_{c1N})_{cs} < 160$

$$(3.5) CRR = 93 \left[ \frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000} \right]^3 + 0,08$$

Il rapporto di sforzo ciclico **CSR** si calcola con la (1.3) e **MSF** come raccomandato dal NCEER (vedi Tabella 1), mentre il coefficiente **r<sub>d</sub>** è calcolato mediante la seguente procedura:  
se  $z < 9,15$  m

$$(3.6a) r_d = 1,0 - 0,00765 z$$

se  $9,15 \leq z < 23$  m

$$(3.6b) r_d = 1,174 - 0,00267 z$$

dove  $z$  è la profondità in metri

Si calcola il fattore di sicurezza alla liquefazione con la (1.0), mentre l'indice e il rischio di liquefazione vengono calcolati con il metodo di Iwasaki et alii.

Il 'metodo di Andrus e Stokoe' è basato su dati provenienti da prove sismiche a rifrazione (**V<sub>s</sub>**).

La velocità delle onde di taglio viene corretta con la formula (Robertson et al., 1992):

$$(3.7) V_{S1} = V_s \left( \frac{100}{\sigma_{vo}} \right)^{0,25}$$

La resistenza alla liquefazione è valutata mediante la formula di Andrus e Stokoe (1998):

$$(3.8) CRR = 0,03 \left( \frac{V_{S1}}{100} \right)^2 + 0,9 \left[ \frac{1}{(V_{S1})_{CS} - V_{S1}} - \frac{1}{(V_{S1})_{CS}} \right]$$

dove la presenza di fini FC (%) è tenuta in conto mediante la seguente procedura:

$(V_{S1})_{CS} = 220$	per $FC \leq 5\%$
$220 < (V_{S1})_{CS} \leq 200$	per $5\% < FC \leq 35\%$
$(V_{S1})_{CS} = 200$	per $FC > 35\%$

Il fattore di correzione della magnitudo **MSF** viene valutato come raccomandato dal NCEER (Tabella 1), il fattore di sicurezza alla liquefazione con la (1.0), mentre l'indice e il rischio di liquefazione vengono valutati con il metodo di Iwasaki et alii.

Le indicazioni della normativa europea sono contenute al punto 4.1.3 a cui si aggiungono ulteriori indicazioni che si possono trovare nell'appendice B della parte 5 dell'**Eurocodice 8 (ENV 1998-5)**.

Secondo tale normativa si può escludere pericolo di liquefazione per i terreni sabbiosi saturi che si trovano a profondità di 15 m o quando  $a_g < 0,15$  e, contemporaneamente, il terreno soddisfi almeno una delle seguenti condizioni:

- contenuto in argilla superiore al 20%, con indice di plasticità  $> 10$ ;
- contenuto di limo superiore al 10% e resistenza  $N_{1,60} > 20$
- frazione fine trascurabile e resistenza  $N_{1,60} > 25$

Quando nessuna delle precedenti condizioni è soddisfatta, *la suscettibilità a liquefazione deve essere verificata come minimo mediante i metodi generalmente accettati dall'ingegneria geotecnica, basati su correlazioni di campagna tra misure in situ e valori critici dello sforzo ciclico di taglio che hanno causato liquefazione durante terremoti passati.*

Lo sforzo ciclico di taglio CSR viene stimato con l'espressione semplificata:

$$(3.9) CSR = 0,65 \frac{a_g}{g} S \frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \frac{r_d}{MSF}$$

dove **S** è il coefficiente di profilo stratigrafico, definito come segue:

Tabella 3

Categoria suolo	Spettri di Tipo 1 S (M > 5,5)	Spettri di Tipo 2 S (M ≤ 5,5)
A	1,00	1,00
B	1,20	1,35
C	1,15	1,50
D	1,35	1,80
E	1,40	1,60

Il fattore di correzione della magnitudo **MSF** consigliato dalla normativa è quello di Ambraseys (Tabella 1).

Nel caso vengano utilizzati dati provenienti da prove SPT la resistenza alla liquefazione viene calcolata mediante la seguente relazione di Blake, 1997:

$$(4.0) \text{CRR} = \frac{0,04844 - 0,004721 (N_{1,60})_{cs} + 0,0006136 [(N_{1,60})_{cs}]^2 - 0,00001673 [(N_{1,60})_{cs}]^3}{1 - 0,1248 (N_{1,60})_{cs} + 0,009578 [(N_{1,60})_{cs}]^2 - 0,0003285 [(N_{1,60})_{cs}]^3 + 0,000003714 [(N_{1,60})_{cs}]^4}$$

dove  $(N_{1,60})_{cs}$  viene valutato con il metodo proposto da Youd e Idriss (1997) e raccomandato dal NCEER:

$$(4.1) (N_{1,60})_{cs} = \alpha + \beta N_{1,60}$$

dove  $N_{1,60}$  è la normalizzazione dei valori misurati dell'indice  $N_m$  (ridotti del 25% per profondità < 3 m) nella prova SPT rispetto ad una pressione efficace di confinamento di 100 KPa ed a un valore del rapporto tra l'energia di impatto e l'energia teorica di caduta libera pari al 60%, cioè:

$$(4.2a) N_{1,60} = C_N C_E N_m$$

$$(4.2b) C_N = \left( \frac{100}{\sigma'_{vo}} \right)^{0,5}$$

$$(4.2c) C_E = \frac{ER}{60}$$

dove ER è pari al (rapporto dell'energia misurato rispetto al valore teorico) x 100 e dipende dal tipo di strumento utilizzato (Tabella 4).

Tabella 4

Attrezzatura	$C_E$
Safety Hammer	0,7 – 1,2
Donut Hammer (USA)	0,5 – 1,0
Donut Hammer (Giappone)	1,1 – 1,4
Automatic-Trip Hammer (Tipo Donut o Safety)	0,8 – 1,4

I parametri  $\alpha$  e  $\beta$ , invece, dipendono dalla frazione fine FC:

$\alpha = 0$	per $FC \leq 5\%$
$\alpha = \exp[1,76 - (190 / FC^2)]$	per $5\% < FC \leq 35\%$
$\alpha = 5$	per $FC > 35\%$
$\beta = 1,0$	per $FC \leq 5\%$
$\beta = [0,99 + (FC^{1,5} / 1000)]$	per $5\% < FC \leq 35\%$
$\beta = 1,2$	per $FC > 35\%$

Se invece si possiedono dati provenienti da una prova penetrometrica statica (**CPT**), i valori di resistenza alla punta misurati  $q_c$  devono essere normalizzati rispetto ad una pressione efficace di confinamento pari a 100 KPa e vanno calcolati mediante la (3.0). Per poter tenere conto della eventuale presenza di fini, il software utilizza il metodo di Robertson e Wride. Poiché, come dimostrato, è possibile assumere:

$$(4.3) \frac{(q_{c1N})_{cs}}{(N_{1,60})_{cs}} = 5$$

come proposto dall'EC8, derivato  $(N_{1,60})_{cs}$  dalla (4.2a), si utilizza la (4.0) per il calcolo di CRR.

Quando invece si possiedono dati provenienti da prove sismiche di rifrazione, si calcola la velocità di propagazione normalizzata con la (3.7) e la resistenza alla liquefazione mediante la formula di Andrus e Stokoe (3.8):

Rispetto alla normativa europea, la normativa italiana (NTC 2008) è meno accurata e non fornisce proposte di metodologie per valutare il potenziale di liquefazione.

La normativa richiede che il controllo della possibilità di liquefazione venga effettuato quando la falda freatica si trova in prossimità della superficie ed il terreno di fondazione comprende strati estesi o lenti spesse di sabbie sciolte sotto falda, anche se contenenti una frazione fine limo-argillosa.

La normativa esclude il pericolo di liquefazione se il terreno saturo si trova ad una profondità superiore a 15 m o se  $a_g S < 0,15g$  e, contemporaneamente, si verifica una delle seguenti condizioni:

- contenuto in argilla superiore al 20%, con indice di plasticità  $> 10$ ;
- contenuto di limo superiore al 35% e resistenza  $N_{1,60} > 20$ ;
- frazione fine trascurabile e resistenza  $N_{1,60} > 25$ .

Come la normativa europea, quella italiana ritiene che *la suscettibilità a liquefazione deve essere verificata come minimo mediante i metodi generalmente accettati dall'ingegneria geotecnica, basati su correlazioni di campagna tra misure in situ e valori critici dello sforzo ciclico di taglio che hanno causato liquefazione durante terremoti passati.*

Lo sforzo ciclico di taglio CSR viene stimato con l'espressione semplificata:

$$(4.4) CSR = 0,65 S \frac{a_g}{g} \frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \frac{r_d}{MSF} \frac{1}{K_\sigma}$$

dove **S** è il coefficiente di profilo stratigrafico, definito come segue:

Tabella 5

Categoria suolo	S
A	1,00
B, C, E	1,25
D	1,35

Il coefficiente riduttivo  $r_d$  viene valutato secondo quanto proposto da Idriss (1999):

$$(4.5a) r_d = \exp [\alpha(z) + \beta(z)M]$$

$$(4.5b) \alpha(z) = -1,012 - 1,126 \operatorname{sen} \left[ \left( \frac{z}{11,73} \right) + 5,133 \right]$$

$$(4.5c) \beta(z) = 0,106 + 0,118 \operatorname{sen} \left[ \left( \frac{z}{11,28} \right) + 5,142 \right]$$

Il fattore di correzione della magnitudo **MSF** utilizzato dal programma è quello raccomandato dal NCEER (Tabella 1).

$K_{\sigma}$  è un fattore di correzione della tensione litostatica compreso fra 1 e 1,5 (Olsen, 1984):

$$K_{\sigma} = 1 \quad \text{per } \sigma'_{vo} < 100$$

$$K_{\sigma} = (\sigma'_{vo}/100)^f - 1 \quad \text{per } \sigma'_{vo} \geq 100$$

dove  $f$  è un parametro funzione di  $(N_{1,60})$  e  $\sigma'_{vo}$ .

La resistenza alla liquefazione viene calcolata mediante la seguente espressione:

$$(4.6) CRR = \left[ \frac{1}{34 - (N_{1,60})_{cs}} \right] \frac{(N_{1,60})_{cs}}{135} + \left[ \frac{50}{10(N_{1,60})_{cs} + 45} \right]^2 - \frac{1}{200}$$

dove  $(N_{1,60})_{cs}$  viene calcolato mediante la (4.1), nella quale però  $N_{1,60}$  è valutato nel seguente modo:

$$(4.7) N_{1,60} = C_N C_E C_R C_S C_B N_m$$

dove  $C_N$  e  $C_E$  sono calcolati mediante la (4.2b) e la (4.2c).

$C_R$  è un fattore di correzione per la lunghezza  $L$  delle aste della prova pari a:

Tabella 6

<b>L</b>	<b><math>C_R</math></b>
$\leq 3$	0,75
$3 < L \leq 4$	0,80
$4 < L \leq 6$	0,85
$6 < L \leq 10$	0,95
$> 10$	1,00

$C_S$  è un fattore di correzione per il tipo di campionatore:

per campionatori di tipo standard  $C_S$  è sempre uguale a 1,0

per campionatori di tipo non-standard  $C_S$  è compreso fra 1,1 e 1,3

$C_B$  è un fattore di correzione per il diametro del foro di sondaggio ed è pari a:

Tabella 7

<b>Diametro foro</b>	<b><math>C_B</math></b>
65 – 115 mm	1,00
115 – 150 mm	1,05
150 – 200 mm	1,15

Secondo le normative europea e italiana è suscettibile di liquefazione un terreno in cui lo sforzo di taglio generato dal terremoto supera l'80% dello sforzo critico che ha provocato liquefazione durante terremoti passati e quindi deve essere  **$F_S \leq 1,25$** .

La probabilità di liquefazione  **$P_L$** , invece, è data dall'espressione di Juang et al. (2001):

$$(4.8) P_L = \frac{1}{1 + \left( \frac{F_S}{0,72} \right)^{3,1}}$$



sabbioso ghiaiosa di medie caratteristiche geomeccaniche a partire dalla profondità di 1.0 rispetto all'attuale piano campagna.

La verifica delle condizioni geologiche e geomeccaniche dei terreni risulta di particolare importanza e dovrà essere effettuata scrupolosamente, lo studio resta a disposizione per la verifica di tali situazioni e di tutte le altre problematiche di carattere geologico e geotecnico che si potranno presentare durante la fase esecutiva.

Nella fase di sistemazione finale si dovrà porre particolare attenzione per ciò che riguarda la corretta regimazione delle acque di scorrimento superficiale.

## 9.0 Studi di Microzonazione Sismica

Lo studio geologico per il piano attuativo in oggetto ha richiesto un'analisi sismica che è stata realizzata in conformità con la normativa vigente contenuta negli *“Indirizzi e Criteri per la Microzonazione sismica”*.

Attualmente in base alle disposizioni dell'Ordinanza della P.C.M. n. 3274/2003 del 20/03/2003 la nuova classificazione sismica per la Regione dell'Umbria per il territorio interessato dal progetto ricadente nel comune di Perugia, presenta delle novità in riferimento alle categorie sismiche.

Si evince dalla D.G.R. 18 giugno 2003 n. 852 *“Approvazione classificazione sismica del territorio regionale dell'Umbria”* che il comune di Perugia risulta classificato come **zona sismica 2**. La nuova classificazione è entrata in vigore con la pubblicazione della Delibera nel B.U.R. ovvero dal 30/07/2003.

La classificazione attualmente vigente inserisce l'area nella zona II, che ha come accelerazione d'ingresso 0,25 g, anche in virtù della precedente classificazione in seconda categoria.

La zonazione sismogenetica più recente, la ZS9 assegna alla zona 920 che è contraddistinta da uno strato sismogenetico compreso tra 5 e 8 Km di profondità e



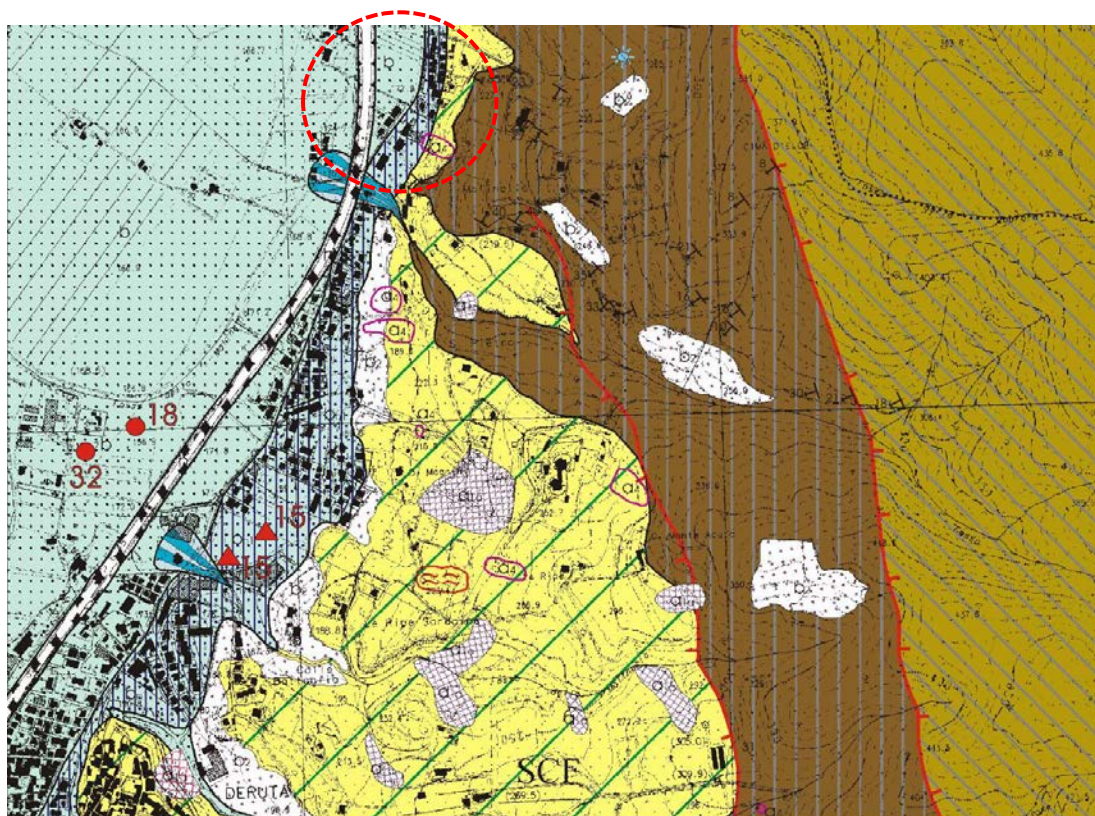
da un prevalente meccanismo di fagliazione di tipo normale con valori massimi di magnitudo osservati non superiori a 5,6.

Lo studio è stato condotto in accordo con la vigente normativa (D.G.R. 377/2010), ed ha previsto le indagini di **1° livello**, al quale è seguito uno studio approfondito per la caratterizzazione sismica dei terreni di **2° livello**.

La zona oggetto dell'intervento ricade in un'area classificabile come **area stabile**.

## 1 Geologia

La parte geologica risulta ampiamente descritta al paragrafo N° 3.0 dell'elaborato *“Descrizione geomorfologica e geologia dell'area”*.








**Fig. 1 - Stralcio Carta geologica 1 : 10000.**





## Legenda

### Legenda delle zone suscettibili di amplificazioni sismiche o instabilità dinamiche

	3 - Zona potenzialmente franosa o esposta a rischio di frana
	4 - Zona con terreni di fondazione particolarmente scadenti
	7 - Zona di fondovalle con depositi alluvionali
	8 - Zona pedemontana di falda di detrito o cono di deiezione
	12 - Zona dei depositi delle unità sintemiche (UBSU)

Il sito oggetto del piano attuativo ricade nella classe 4 dello zoning geologico-tecnico identificata come **area stabile**. Nella carta delle microzone omogenee in prospettiva sismica di 1° livello, la valle del Tevere ricade nella **zona 7** come riportato nello stralcio cartografico allegato (fig. 2).

La carta delle microzone omogenee in prospettiva sismica riportata è stata realizzata dalla Regione dell'Umbria e riporta il grado di suscettibilità di amplificazioni o instabilità dinamiche locali.

Dalla Cartografia sopra riportata si evince che la zona oggetto dell'intervento ricade come microzona sismica in "**Area 2**".

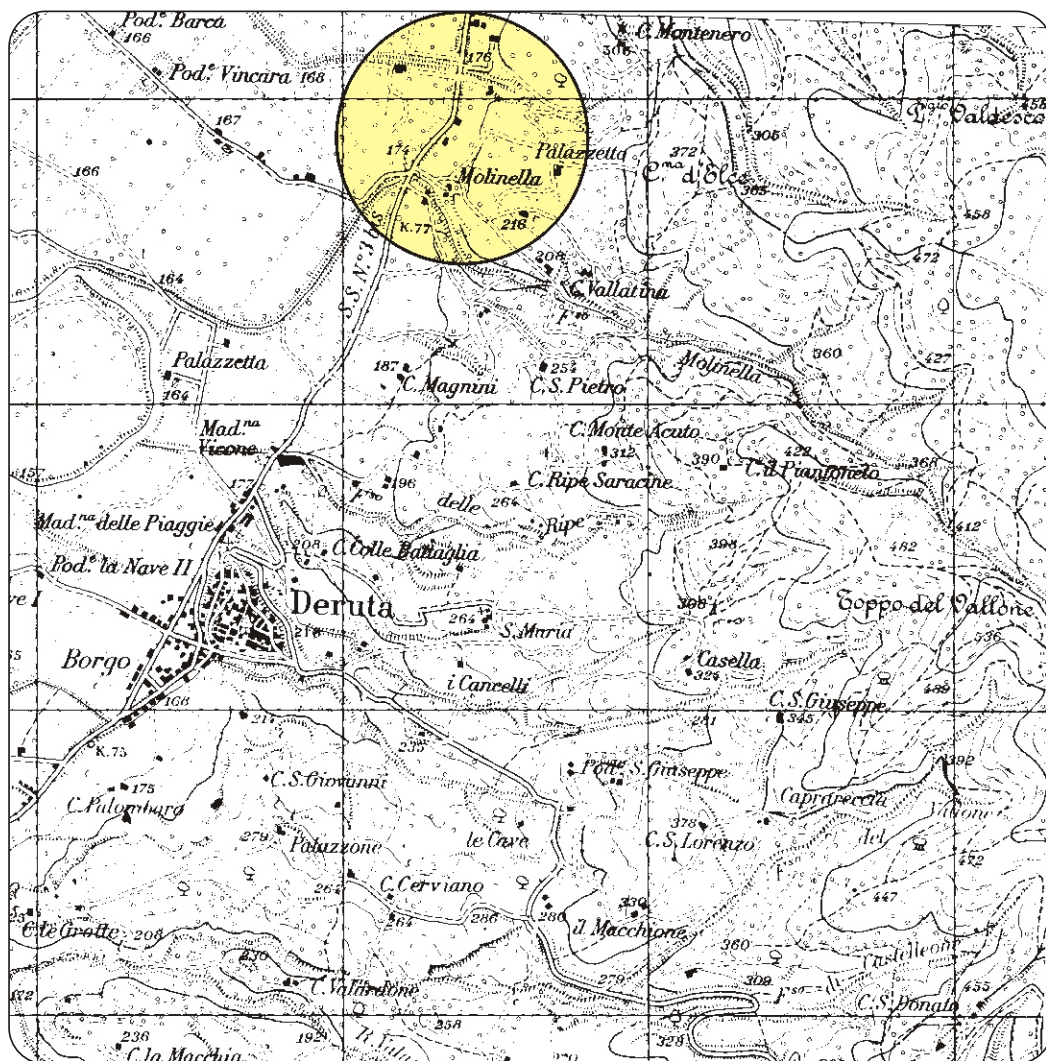
Si riportano i punti di misura e l'esito della risposta sismica locale mediante rapporti spettrali. alle risultanze dei rilievi sismici, eseguiti in occasione degli studi di microzonazione sismica (fig. 4 sismica a rifrazione onde P e S), è possibile estrapolare i valori delle velocità delle onde di compressione P e di taglio S come riportato nei tomogrammi sismici allegati; i valori medi delle VP e VS sono valutati sullo stendimento con la GRM-type- Analysis.

Lo spettro di risposta riportato è riferito alla categoria di sottosuolo che nel caso specifico dalla MASW risulta **Categoria sottosuolo B**.

Gualdo Cattaneo li 19.08.2013

Dott. Giorgio Cerquiglini





## STRALCIO COROGRAFIA I.G.M.

Foglio: N° 130 ORVIETO

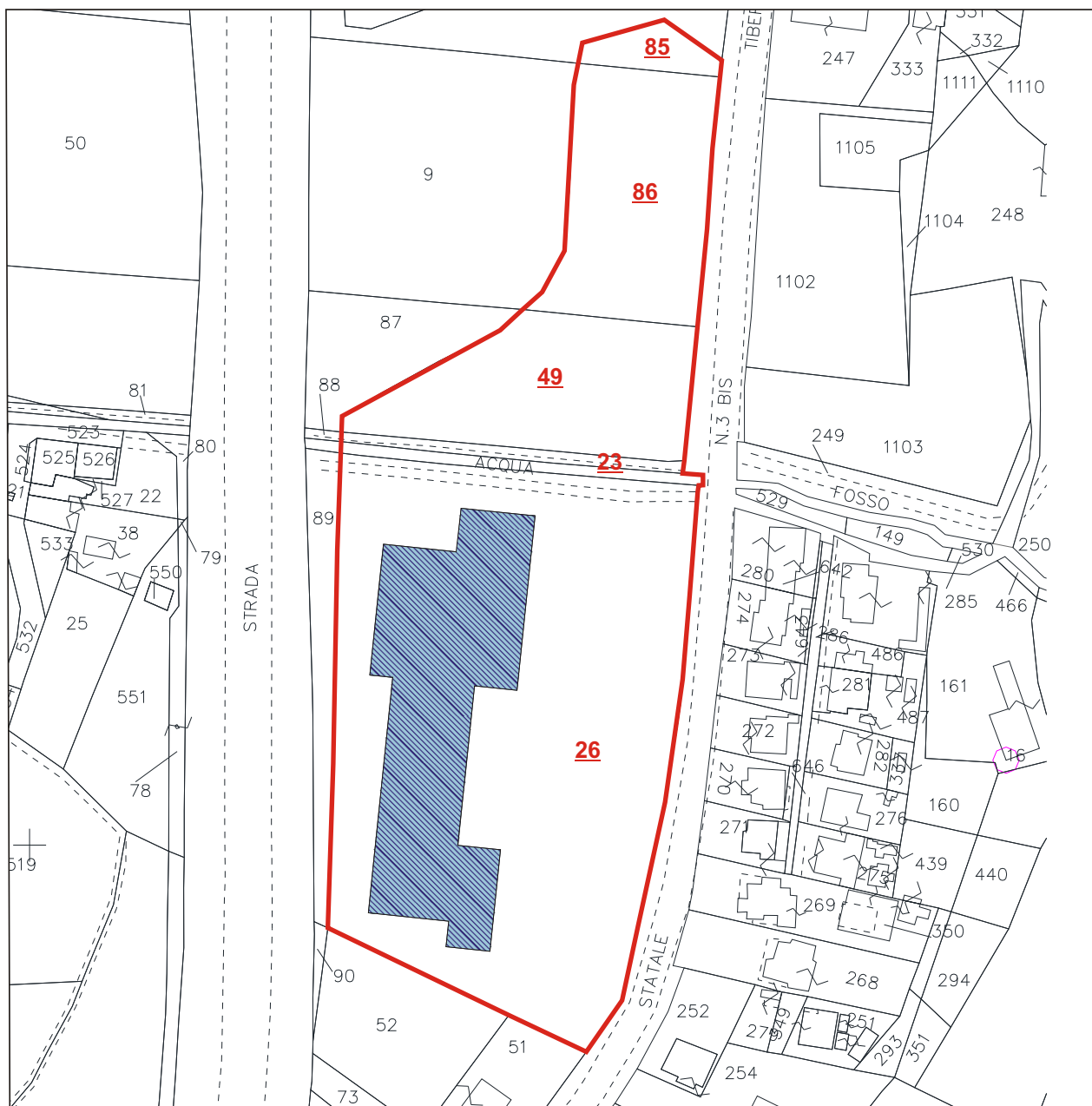
Tavoletta: Deruta I N.E.



Area rilevata

Scala 1:25000





## STRALCIO PLANIMETRIA CATASTALE

Foglio n° 10    Particelle   n° 23 - 26 - 49 - 85 - 86



**Particelle interessate dall'intervento**



**Fabbricato oggetto del Piano Attuativo da realizzare**

**Scala 1:2000**



## **STRALCIO PARTICOLARE PLANIMETRICO**

**Foglio n° 10    Particelle   n° 23 - 26 - 49 - 85 - 86**



**Fabbricato di civile abitazione da sopraelevare**








**Ubicazione sondaggi geognostici**

**G1    G24**

**Ubicazione indagine sismica (Masw)**

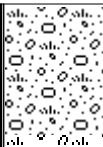



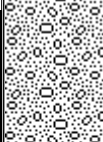
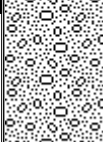



**SCALA 1 : 2000**

Committente IMMOBILIARE FUTURA S.r.l.	Profondità raggiunta 8 m	Quota Ass. P.C.	Certificato n° 1	Pagina
Operatore	Indagine Piano Attuativo	Note1		Inizio/Fine Esecuzione
Responsabile	Sondaggio S1	Tipo Carotaggio CONTINUO	Tipo Sonda	Coordinate X Y

Scala (m)	Litologia	Descrizione	Quota	%Carotaggio R.Q.D.	S.P.T. (n° Colpi)	Pocket Test kg/cmq	Vane Test kg/cmq	Campioni	Metodo Perforazione	Metodo Stabilizzaz.	Cass. Catalog.	Falda	Altre prove	Altre prove	Piezometro (P) o Inclino metro (I)
1		terreno di riporto costituito da limi argillosi marroni con rari inclusi.	1.20												
2		sabbia limoso-argillosa di colore nocciola chiaro con inclusi centimetrici			2-5-4 1.50 PC										
3			3.50		3-6-6 3.00 PC										
4		sabbia ghiaiosa di colore marrone													
5		sabbia limosa di colore ocra con ciottoli	5.20		8-9-8 6.00 PC										
6															
7												7.00			
8			8.00												
9															

Sperimentatore	Responsabile
----------------	--------------

Committente IMMOBILIARE FUTURA S.r.l.	Profondità raggiunta 8 m	Quota Ass. P.C.	Certificato n° 1	Pagina
Operatore	Indagine Piano Attuativo	Note1		Inizio/Fine Esecuzione
Responsabile	Sondaggio S2	Tipo Carotaggio CONTINUO	Tipo Sonda	Coordinate X Y

Scala (m)	Litologia	Descrizione	Quota	%Carotaggio R.Q.D.	S.P.T. (n° Colpi)	Pocket Test kg/cmq	Vane Test kg/cmq	Campioni	Metodo Perforazione	Metodo Stabilizzaz.	Cass. Catalog.	Falda	Altre prove	Altre prove	Piezometro (P) o Inclino metro (I)
1		terreno di riporto costituito da limi argillosi marroni con rari inclusi.	1.00												
2		sabbia limoso-argillosa di colore nocciola chiaro con inclusi centimetrici			3-4-6 2.50 PC										
3			3.70												
4					6-7-10 5.00 PC										
5			6.60												
6															
7		sabbia limosa di colore ocra con ciottoli	8.00									7.00			
8															
9															

Sperimentatore	Responsabile
----------------	--------------

Committente IMMOBILIARE FUTURA S.r.l.	Profondità raggiunta 8 m	Quota Ass. P.C.	Certificato n° 1	Pagina
Operatore	Indagine Piano Attuativo	Note1	Inizio/Fine Esecuzione	
Responsabile	Sondaggio S3	Tipo Carotaggio CONTINUO	Tipo Sonda	Coordinate X Y


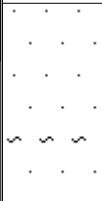




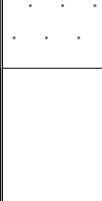



Scala (m)	Litologia	Descrizione	Quota	%Carotaggio R.O.D.	S.P.T. (n° Colpi)	Pocket Test kg/cmq	Vane Test kg/cmq	Campioni	Metodo Perforazione	Metodo Stabilizzaz.	Cass. Catalog	Falda	Altre prove	Altre prove	Piezometro (P) o Inclino metro (I)
1		terreno vegetale.	0.50												
		sabbia limoso-argillosa di colore nocciola chiaro con inclusi centimetrici													
					3-7-8 3.50 PC										
		sabbia ghiaiosa di colore marrone	4.10												
6															
					12-9-10 6.00 PC										
		sabbia limosa di colore ocra con ciottoli	6.10												
8															
9															

Sperimentatore

Responsabile



Committente IMMOBILIARE FUTURA S.r.l.	Profondità raggiunta 8 m	Quota Ass. P.C.	Certificato n° 1	Pagina
Operatore	Indagine Piano Attuativo	Note1		Inizio/Fine Esecuzione
Responsabile	Sondaggio S4	Tipo Carotaggio CONTINUO	Tipo Sonda	Coordinate X Y

Scala (m)	Litologia	Descrizione	Quota	%Carotaggio R.Q.D.	S.P.T. (n° Colpi)	Pocket Test kg/cmq	Vane Test kg/cmq	Campioni	Metodo Perforazione	Metodo Stabilizzaz.	Cass. Catalog.	Falda	Altre prove	Altre prove	Piezometro (P) o Inclinometro (I)
		terreno vegetale.													
1		sabbia limoso-argillosa di colore nocciola chiaro con inclusi centimetrici	0.60		3-6-8 1.50 PC										
2															
3															
4		sabbia ghiaiosa di colore marrone	3.50												
5					8-14-16 5.00 PC										
6		sabbia limosa di colore ocra con ciottoli	5.50												
7															
8			8.00												
9															

Sperimentatore

Responsabile

# GEO.AP



- **GEOTECNICA**
- **PENETROMETRIE**
- **GEOFISICA**
- **PIANIFICAZIONE INDAGINI**
- **FOTOVOLTAICO**
- **PROVE CBR e DI CARICO SU PIASTRA**
- **DIREZIONE LAVORI**

**GEO.AP s.a.s. di Cresci & c.**  
**CORCIANO (PG)**  
**VIA BENINCASA N.2**

**P.I. 02693820546**  
**CCIAA N. 234944**

**347.6004574**

**info@geoap.it**  
**www.geoap.it**

**ELABORAZIONE INDAGINE**

**SISMICA (MASW)**

**LOC. DERUTA**

**PERUGIA**

**COMMITTENTE :**

**FUTURA IMMOBILIARE S.R.L.**

**PIANIFICAZIONE INDAGINI E D.L.:**  
**GEOL. CERQUIGLINI GIORGIO**

**CORCIANO, 19.07.2013**

**GEO.AP s.a.s. di Cresci & c.**  
**Indagini geognostiche-geofisiche**  
**Via Benincasa n. 2**  
**06073 - Coreiano (PG)**  
**REA 234944 PG - P.I. 02693820546**

## **Elaborazione indagine sismica M.A.S.W. , effettuata in DERUTA**

### **Dettaglio e scopo delle indagini:**

La finalità dell'intervento è quella di determinare la velocità delle onde di taglio "SH" nei primi 30 m di profondità dei terreni su cui verrà realizzata la scala di progetto.

A tale scopo è stata effettuata una stesa di 24 geofoni verticali da 4.5 Hz, posti ad interasse costante di 1.0 m e con energizzazione tramite massa battente di 8 kg.

Per ottenere un dato attendibile sono state effettuate varie registrazioni a 1, 2 e 4 m dai geofoni estremi.

In fase di elaborazione sono stati selezionati 2 scoppi, i risultati riportati tengono conto del modello migliore ricavato. Nelle immagini seguenti si osserva come nel file di acquisizione sia stata selezionata la finestra ( in grigio, muting) delle onde superficiali, trascurando il rumore ambientale e la rifrazione.

Il modello iniziale è stato tarato con le indagini geognostiche effettuate sullo stesso sito ed ha portato ad un errore finale <1%..

### **Note sulla metodologia d'intervento**

Lo studio delle onde superficiali (Rayleigh ) con acquisitore multicanale (Multichannel Analysis of Surface Waves) permette la stima della velocità delle onde di taglio nei primi 30 m di profondità, così come richiesto dalle NTC (euro codici), poiché si assume che  $V_{sh} * 0.9 = V_{Ray}$ .

Operativamente si dispongono sul terreno dei sensori (geofoni) lungo i profili da indagare e si sollecita il terreno in posizioni-e predeterminate-a lungo i profili stessi.

I dati acquisiti vengono trasformati nel dominio della frequenza e si ricava quindi la curva di distribuzione sperimentale  $V_{fase}$ -frequenza; questa viene paragonata a quella teorica e quindi le due vengono fatte convergere (successive iterazioni) in modo da ricavare il modello medio più attendibile. Per modello medio si intende la curva che meglio approssima (giustifica) la stratigrafia "sismica" locale ed il relativo profilo di velocità.

E' stato quindi realizzato un profilo sismico costituito da una stesa di 24 geofoni (verticali da 4.5 Hz della "GEOSPACE") equispaziati di metri 1.0; la registrazione degli impulsi sismici è stata effettuata con un sismografo digitale ECHO 12-24 2002 della "AMBROGEO", ad incremento di segnale ed il  $T_0$  è stato ottenuto con trigger meccanico. L'energizzazione è avvenuta mediante colpi di massa battente da 8 kg su piattello metallico.

### Analisi dei risultati

Secondo la procedura descritta sinteticamente in precedenza, è stato ricavato il profilo di velocità medio (allegato) e sono state identificate 4 unità (strati) sismiche (si precisa che le unità sismiche, proprio per la modalità di determinazione, differiscono solitamente da quelle stratigrafiche ma forniscono la corretta velocità di propagazione delle onde di compressione e di taglio nei terreni investigati).

Il modello iniziale è stato determinato con le indagini geognostiche effettuate contestualmente sullo stesso sito, ottenendo un errore del 2.1% circa.

Nella tabella seguente vengono riassunte le velocità sismiche ricavate:

#### **SINTESI Vs**

<b>UNITA' SISMICHE</b>	<b>SPESSORE</b>	<b>PROFONDITA'</b>	<b>Vs (m/s)</b>
<b>Unità 1</b>	2.0	0-2.0	192
<b>Unità 2</b>	4.1	2.0-6.1	375
<b>Unità 3</b>	10.8	6.1-16.9	410
<b>Unità 4</b>	>15	>16.9	467

### CALCOLO Vs30:

Il passo successivo è stato quello di determinare la Vs30 equivalente del profilo, partendo dal piano campagna e quindi a varie profondità:

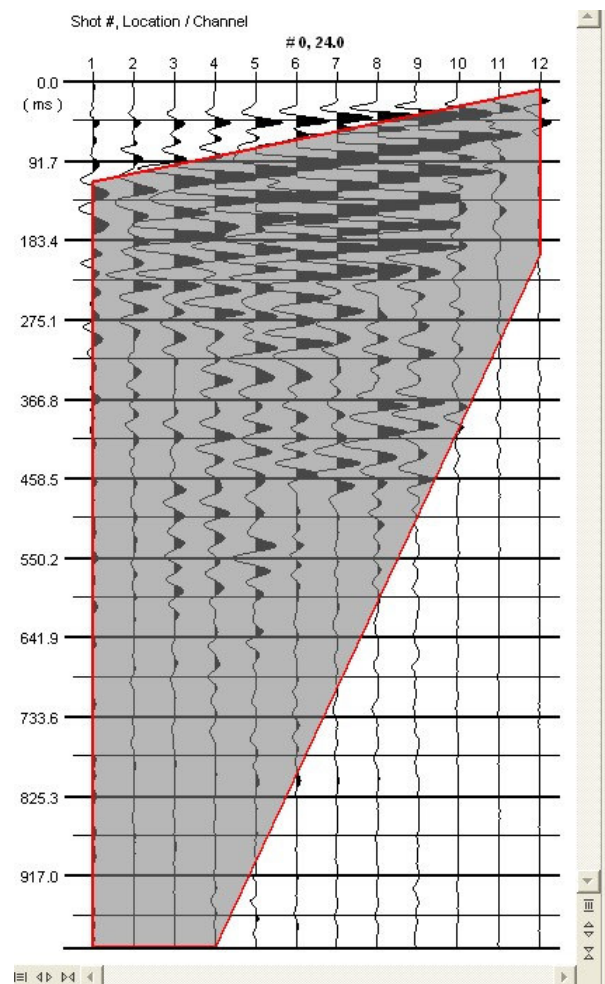
$$Vs30_{p.c.} = 396 \text{ m/s}$$

$$Vs30_{0.5 \text{ m}} = 404 \text{ m/s}$$

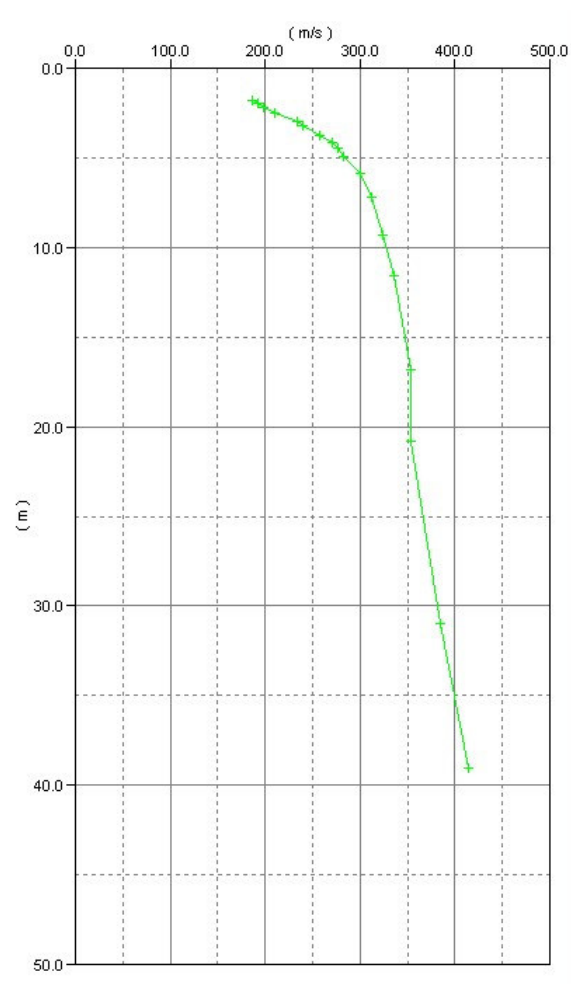
$$Vs30_{1.0 \text{ m}} = 413 \text{ m/s}$$

$$Vs30 \text{ (m/s)} = \frac{30}{\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{v_i}} \quad \text{con } h_i = \text{spessore } i\text{-esimo strato}$$

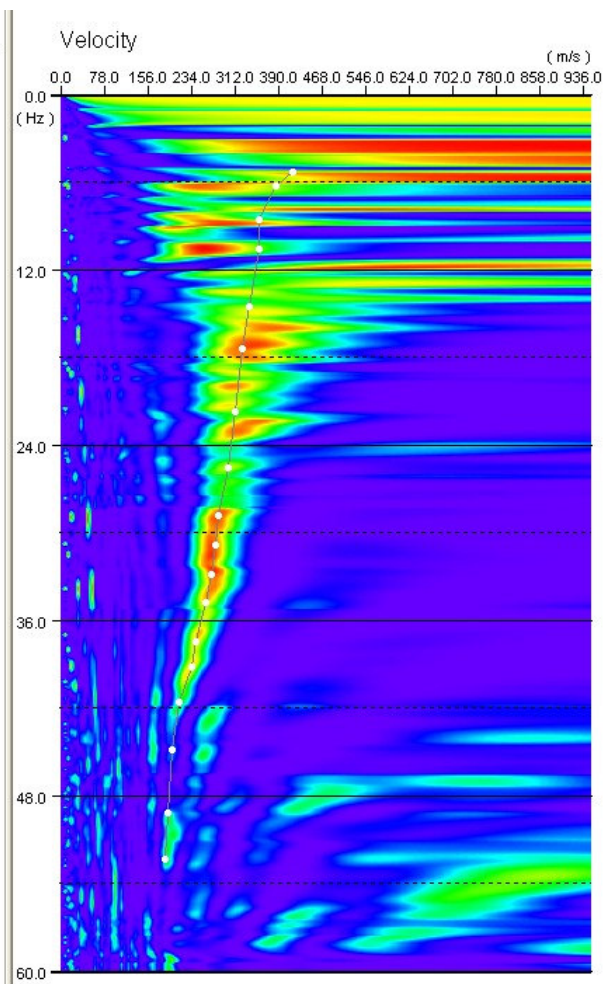
$v_i = \text{velocità onda di taglio nell' } i\text{-esimo strato}$



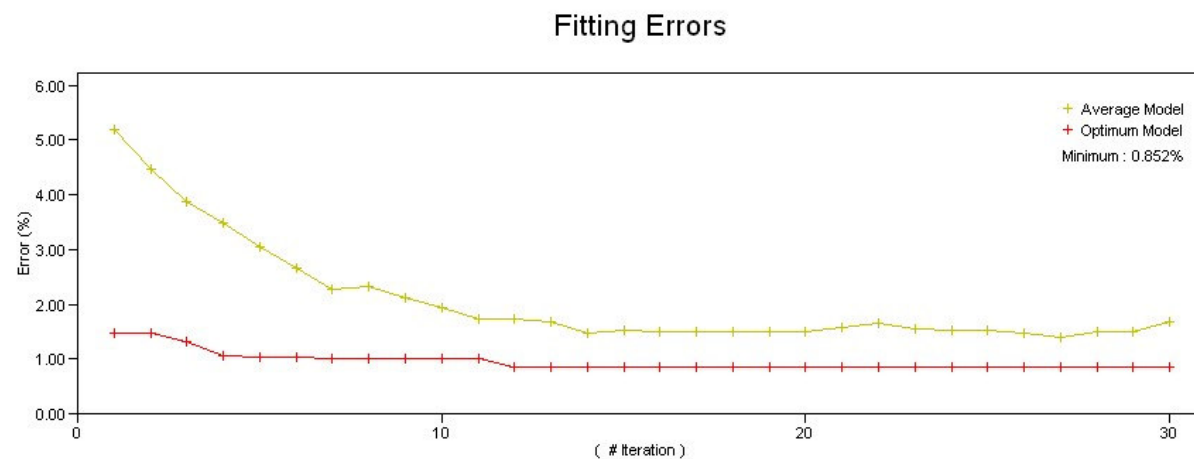
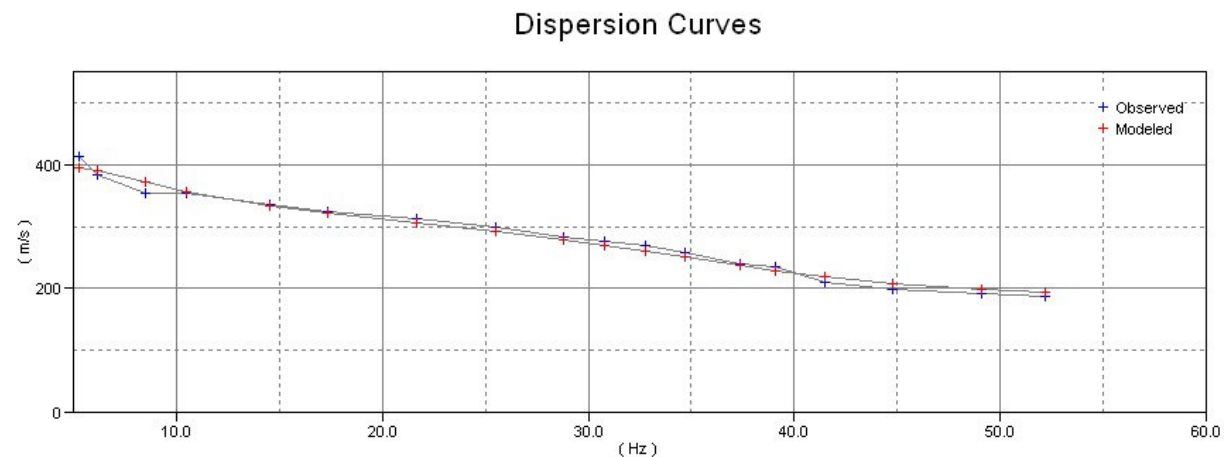
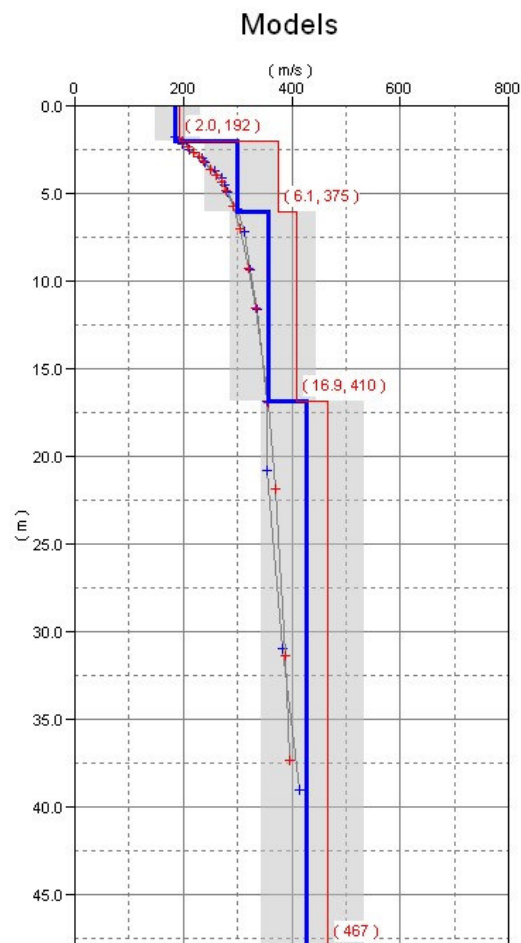
**DATI ACQUISITI**  
(CON FINESTRA DATI UTILIZZATI IN GRIGIO)



**CURVA VELOCITA'-PROFONDITA'**

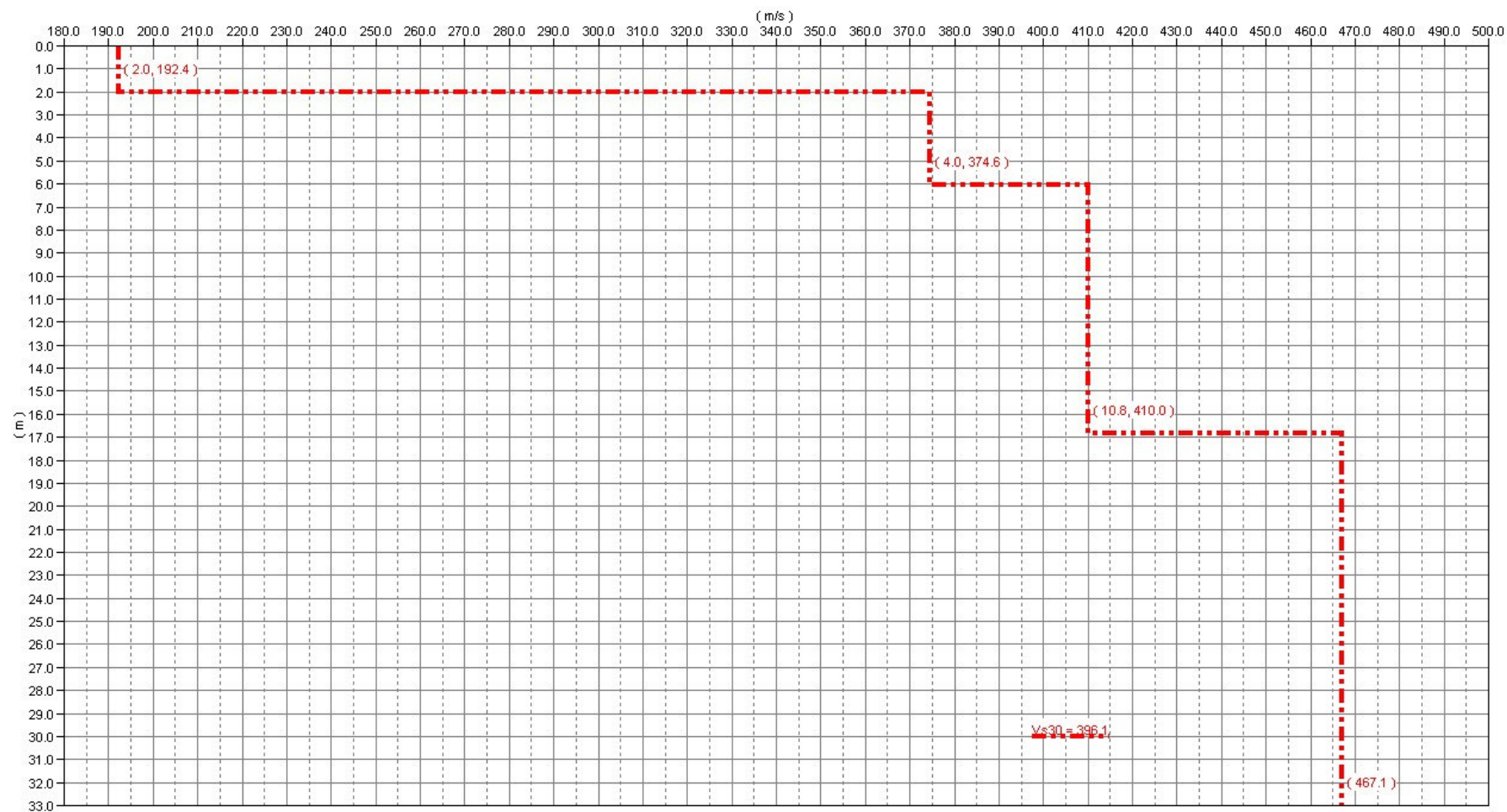


**CURVA DI DISPERSIONE F-V CON PICKING**



**SOVRAPPOSIZIONE DI:  
 MODELLO DI VELOCITA' MISURATO (BLU) E CALCOLATO (ROSSO)  
 CURVA DI DISPERSIONE MISURATA ( MODELLO INIZIALE) E CALCOLATA ( MODELLO FINALE)  
 ERRORE TRA MODELLO MEDIO ED OTTIMALE (<1%) COL PROCEDERE DELLE ITERAZIONI.**





## PROFILO DI VELOCITA' Vs E Vs30

Tra parentesi, nell'ordine : spessore strati, velocità.