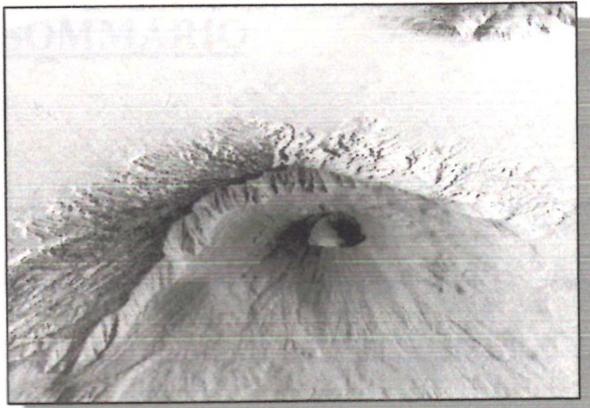




Comune di **COMIZIANO (NA)**

(PROVINCIA DI NAPOLI)



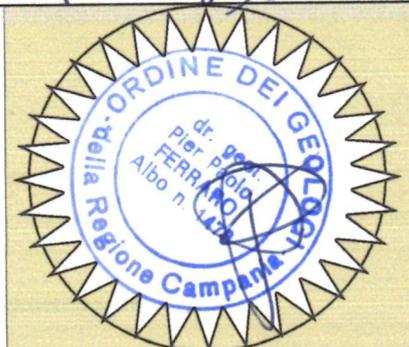
PIANO URBANISTICO COMUNALE

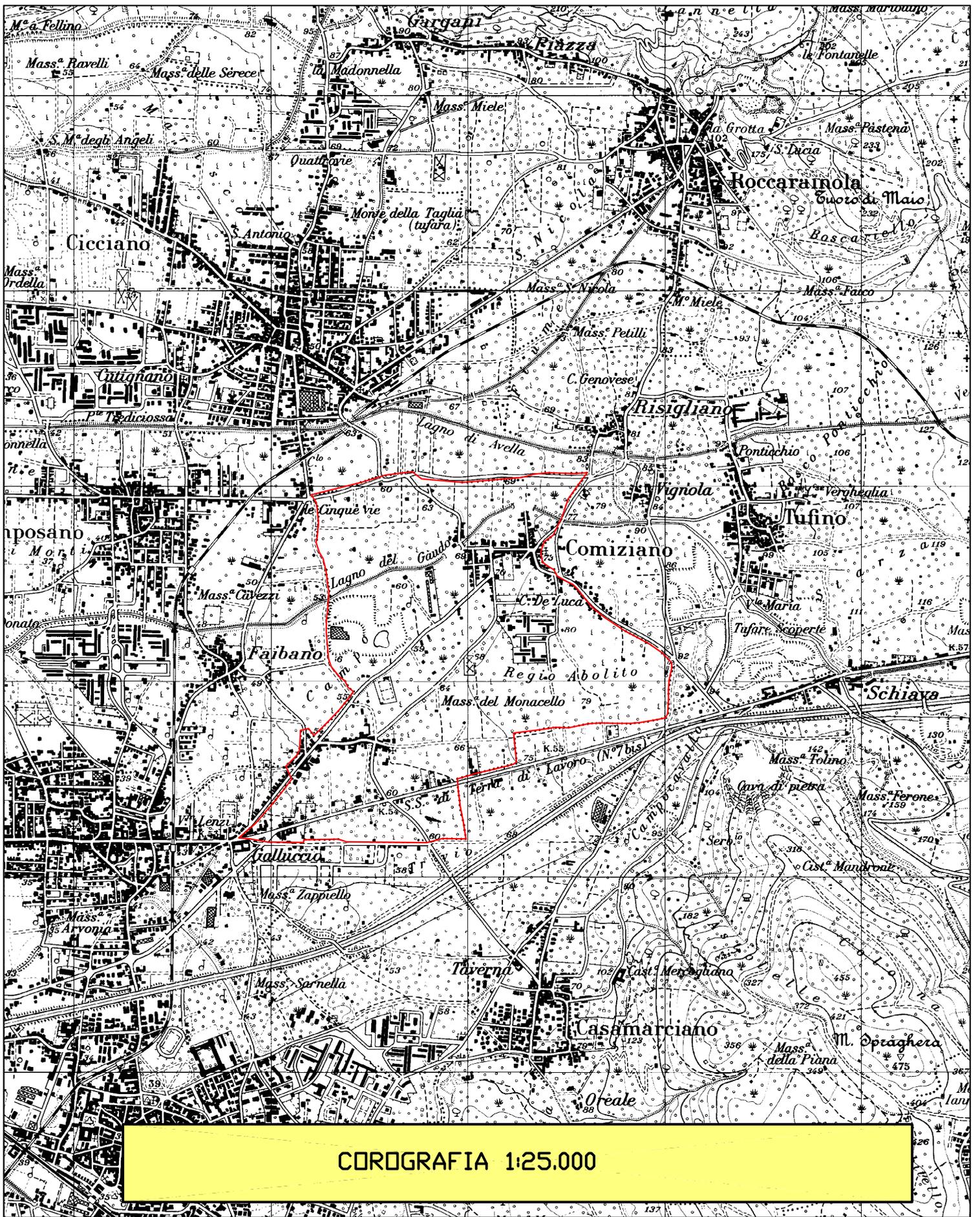


RELAZIONE GEOLOGICA GEOMORFOLOGICA IDROGEOLOGICA E DI PERICOLOSITA' GEOLOGICA

GEOLOGO
Dott. PIER PAOLO FERRARO
N. 1479 Dell'Ordine dei Geologi
della Campania

Pier Paolo Ferraro





COROGRAFIA 1:25.000



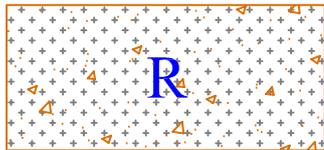
COMUNE DI COMIZIANO (Provincia di Napoli)

CARTA GEOLITOLOGICA

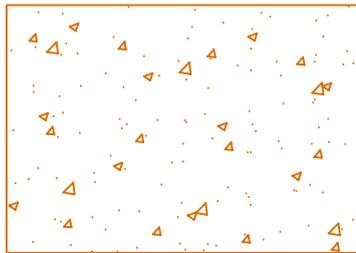
LEGENDA

R

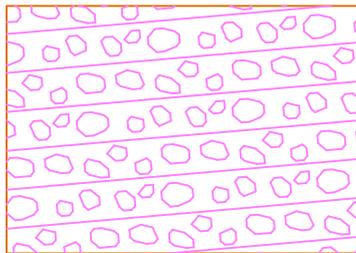
RIPORTO O RIEMPIMENTI DI OCCHI DI MONTE con materiale poligenico a granulometria sabbioso-ghiaiosa con clasti di varia natura in area conosciuta da fonti storiche difficile da perimetrare -spessori variabili - **Età: recente**



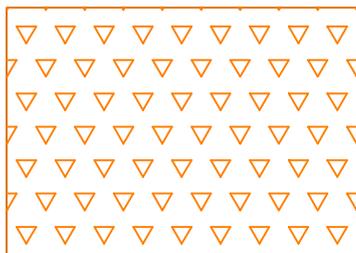
RIPORTO O RIEMPIMENTI DI OCCHI DI MONTE con materiale poligenico a granulometria sabbioso-ghiaiosa con clasti di varia natura in area riconosciuta da fonti storiche -spessori variabili da 1 a 30 metri - **Età: Recente**



PIROCLASTITI PRIMARIE E SECONDARIE costituite da sabbie pomicee, banchi di pomici e lapilli (rinvenibile dai -0 fino a - 5-7 metri, ascrivibili nel Progetto CARG con l'unità CV - Gruppo delle cinquevie -- Banchi di lapilli scoriacei e pomicei ben selezionati, riferibili a depositi di caduta, separati da sabbie limose brune ricche di materia organica (paleosuoli). Il gruppo include i prodotti vesuviani di età compresa tra i 18 ka (PPB) e il 1906 d.C. - [**Pleistocene superiore (18 ka) - Attuale**]



GHIAIE CALCAREE SUBARROTONDATE IN MATRICE ARENITICA - Rinvenibile tra i 5-6 metri sino ai 12-15 metri di profondità, il litotipo è scarsamente identificabile con l'Unità UNC di Canello - Risultava invece ben inquadrato nella legenda dell'Autorità di Bacino della Regione Campania tra i depositi conglomeratici e breccie del torrente Clanio e masseria Marchese; costituito da clasti carbonatici di dimensioni variabili tra i 5 cm ai 20 cm di spessore, con scarsa matrice, e cemento calcitico, a luoghi microcarsificati. [**Pleistocene**]



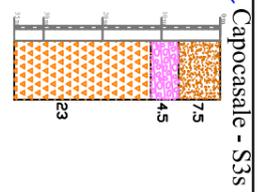
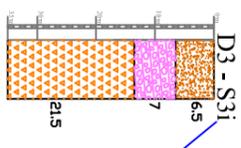
TUFO LITOIDE IGIMBRITICO IN FACIES GIALLA (rinvenibile dai 13-15 metri sino ad oltre i - 30 metri di profondità, a luoghi passante in facies grigia a scorie nere dai -25, 30 metri a -45 metri circa di profondità)-Progetto CARG: TGC Ignimbrite Campana Auct - Banco cineritico massivo contenente lapilli pomicei chiari e scorie nere, litici lavici e cristalli sciolti di sanidino, con tipiche strutture a fiamma, a un ignimbrite da debolmente saldata a litificata, di colore dal grigio al marrone giallastro. Localmente alla base è presente un livello ben selezionato di pomici chiare debolmente porfiriche a sanidino. Composizione da trachiti a trachiti fonolitiche iperalcaline. [**Età 39 ka**]

Ca = Cava di Tufo a cielo aperto

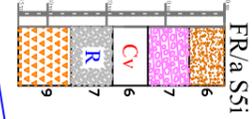
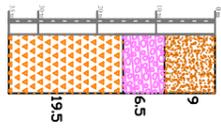
Cv = cavità accertate (Carta delle cavità)

2.390.500

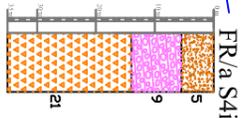
2.394.000



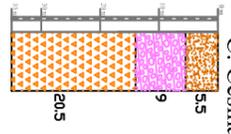
Palestra - S1s



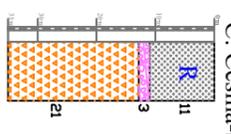
FR/a S4i



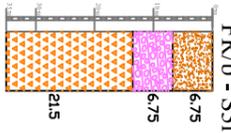
C. Cesina-D1



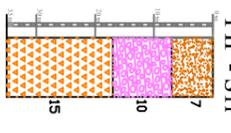
C. Cesina-S2s



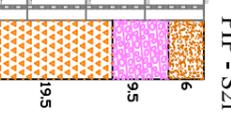
FR/b - S3i



PIP - S1i



PIP - S2i



scala 1:12.000

Elaborazione D.r. geologo
Pier Paolo Ferraro



COMUNE DI COMIZIANO

4.532.000

4.534.000

4.532.000

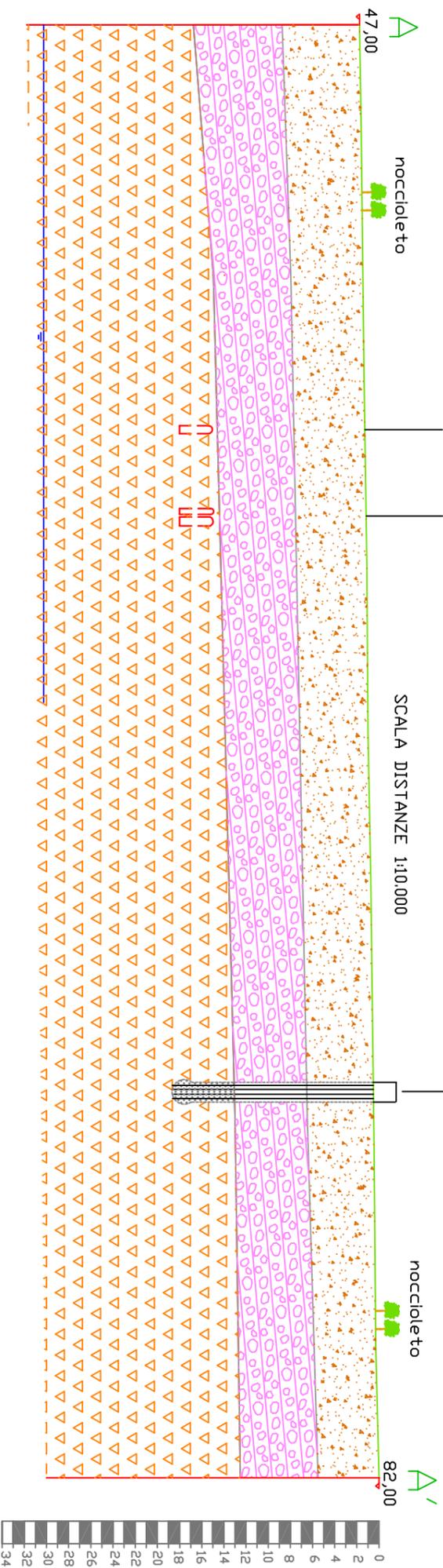
4.534.000

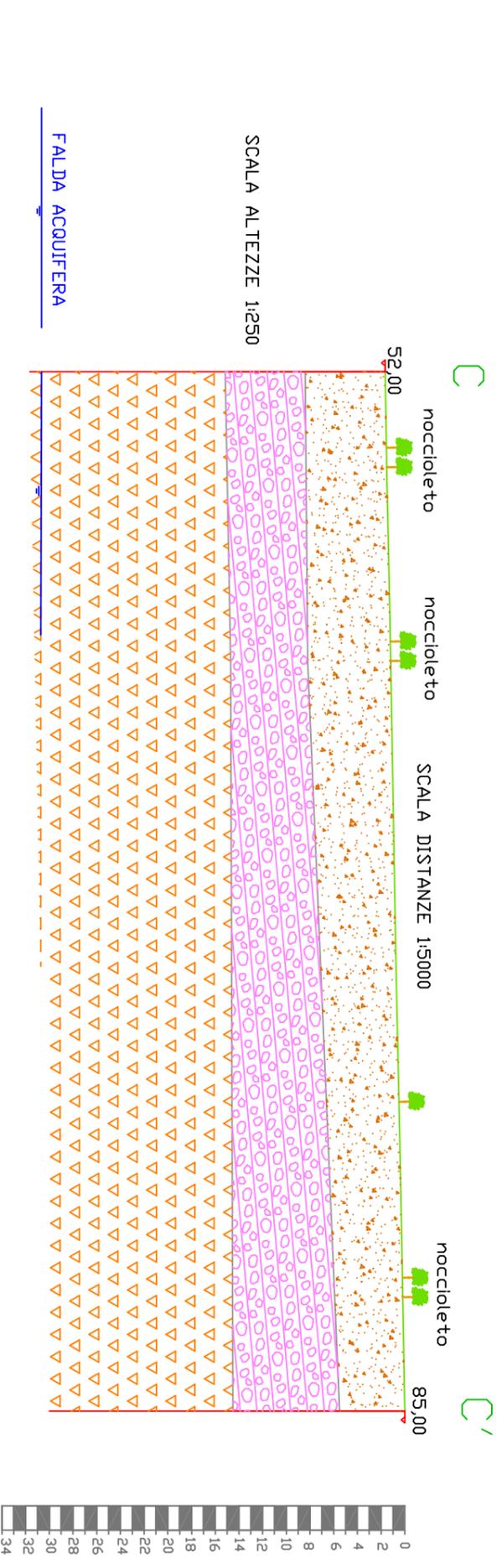
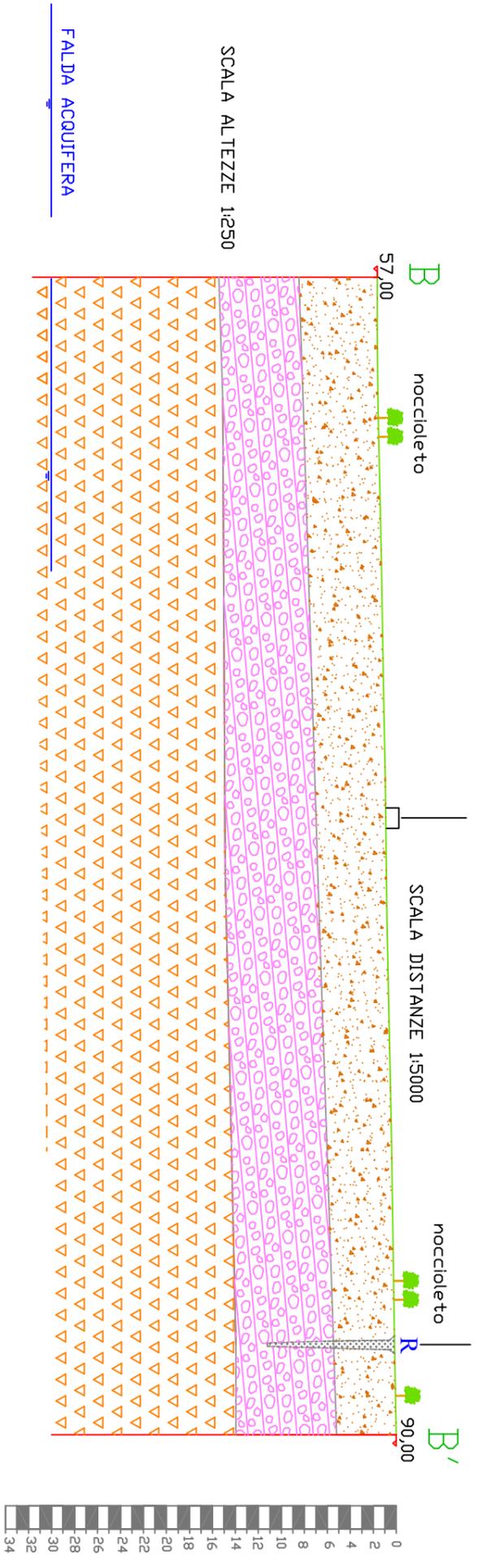
2.390.500

2.394.000

SCALA ALTEZZE 1:500

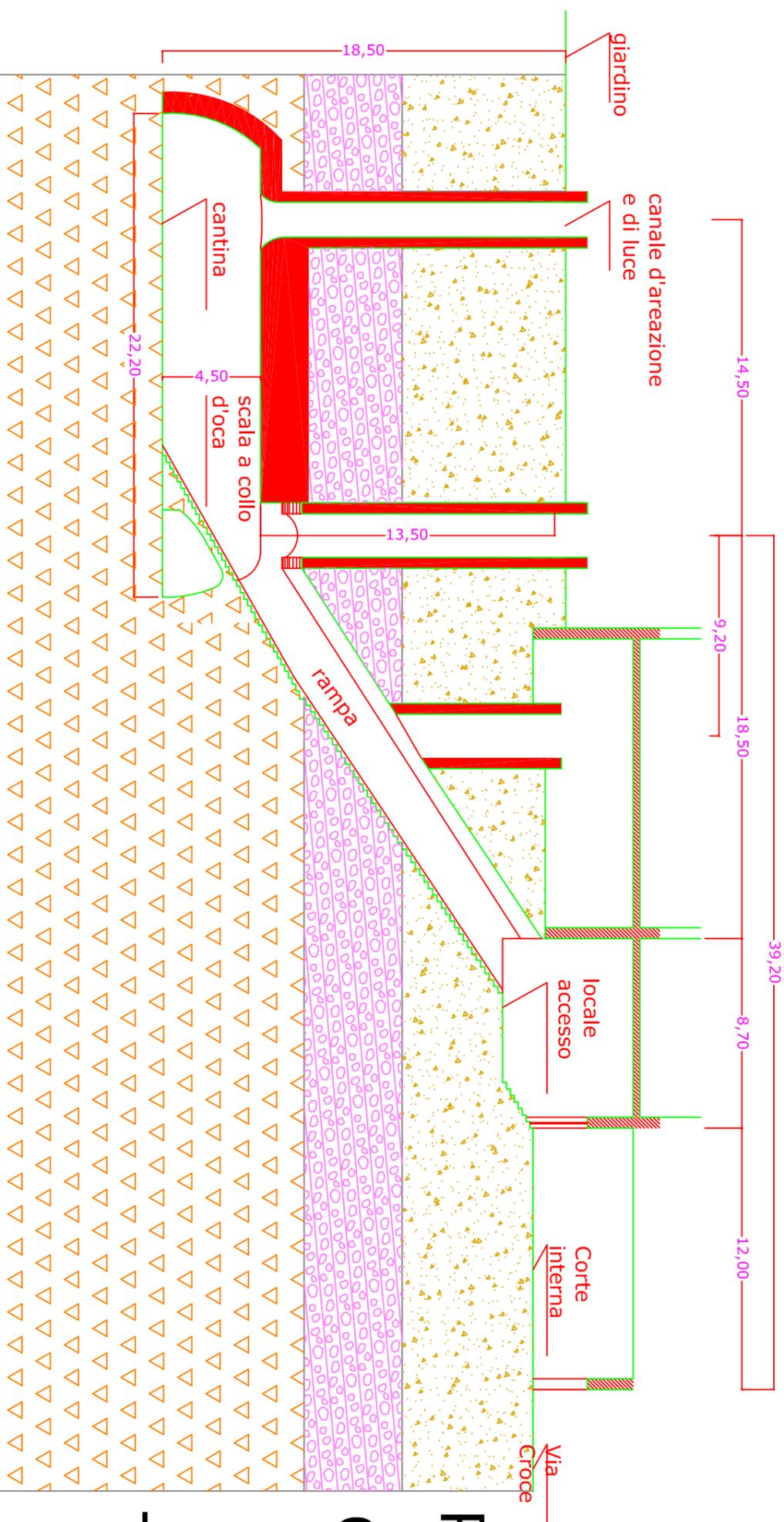
FALDA ACQUIFERA



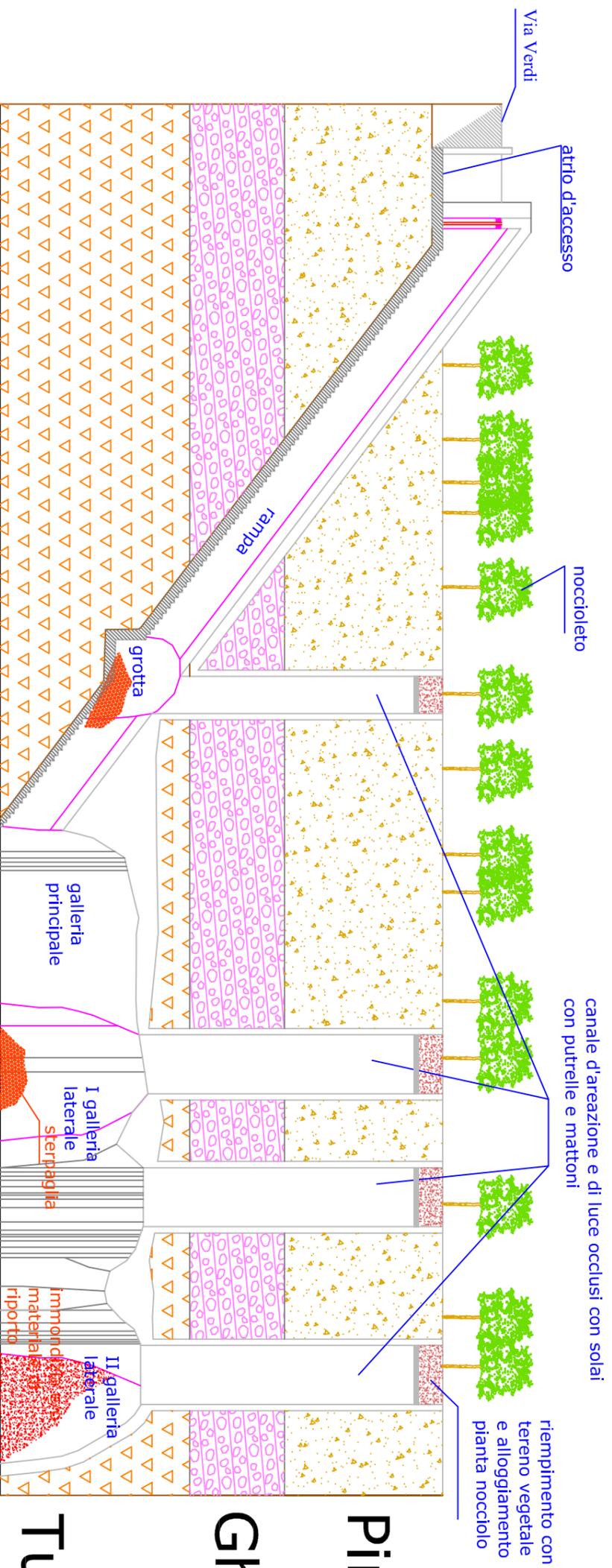


SCALA ALTEZZE INGRANDITA 20 VOLTE RISPETTO LE DISTANZE ORIZZONTALI

Cavità Cantina Santorelli-Genovese



Cavità-Cantina Baglivo



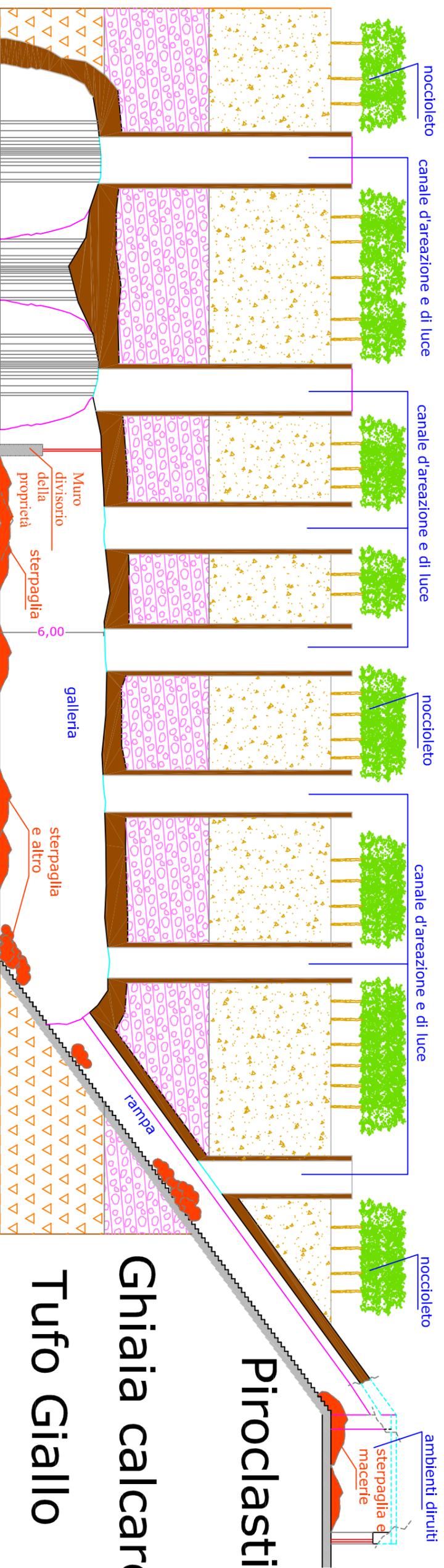
Piroclastiti

Ghiaia calcarea

Tufo Giallo

scala 1:250

Cavità-Cantina Galasso-Salerno-Allocca



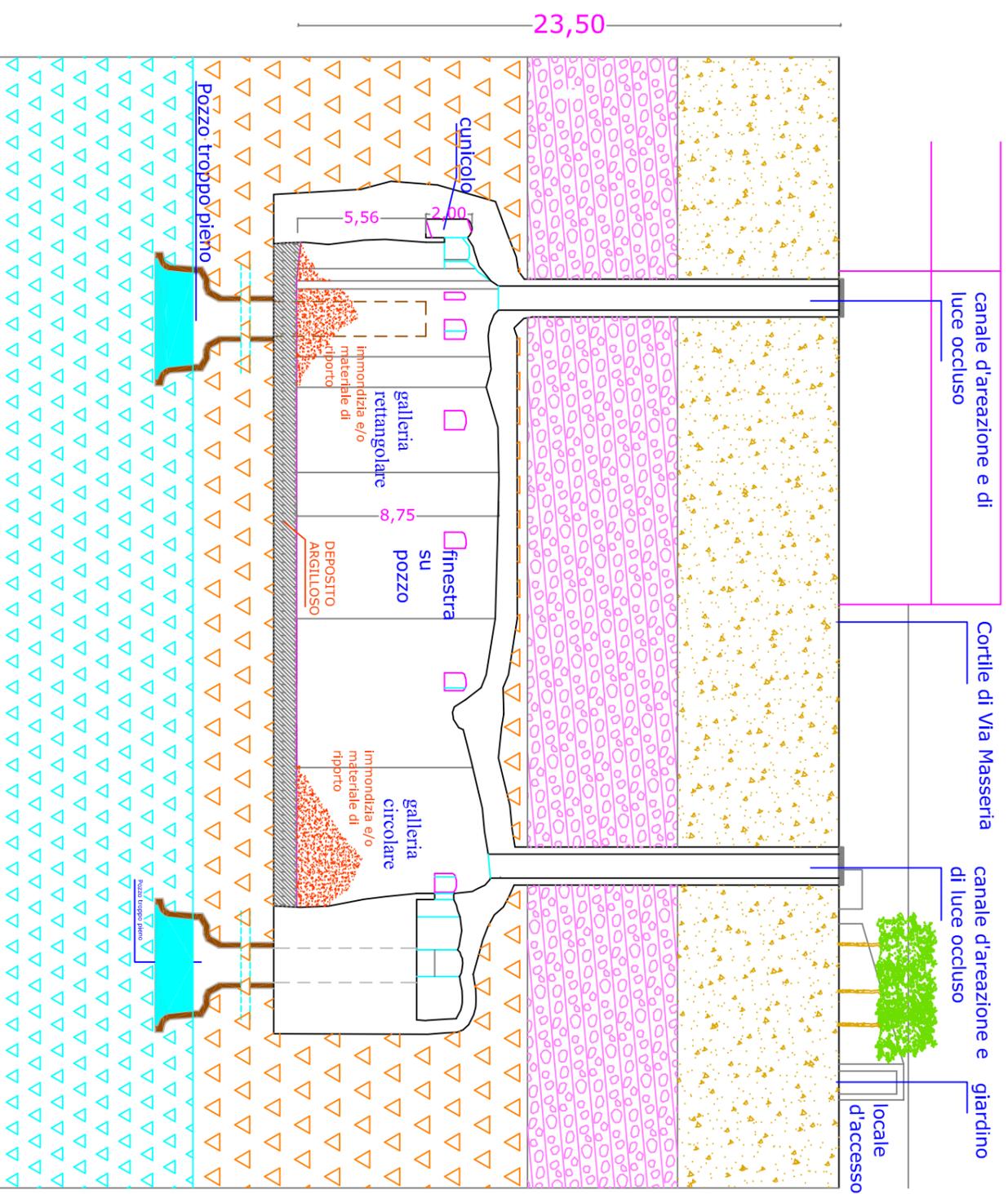
Piroclastiti

Ghiaia calcarea

Tufo Giallo

scala 1:250

Cavità Cisterna



Piroclastiti
Ghiaia calcareaa

Tufo Giallo

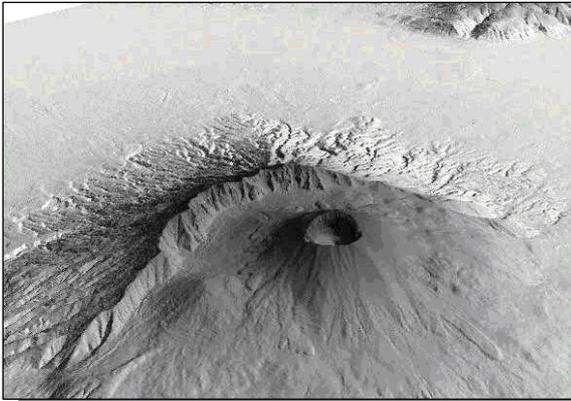
Tufo in falda

scala 1:250

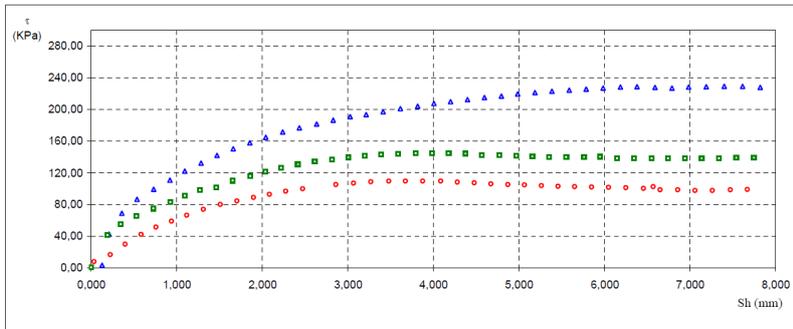


Comune di **COMIZIANO (NA)**

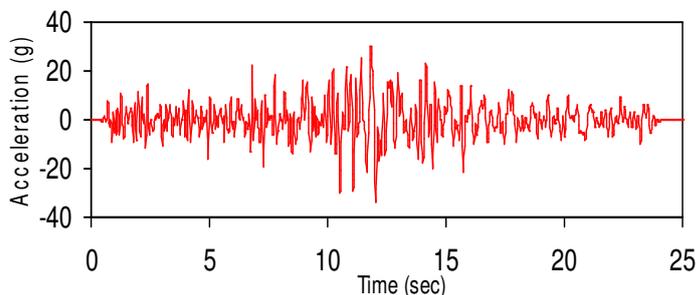
(PROVINCIA DI NAPOLI)



PIANO URBANISTICO COMUNALE

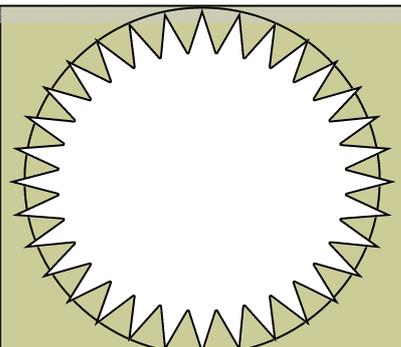


RELAZIONE DELLA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA



RELAZIONE DELLA CARATTERIZZAZIONE GEOSISMICA

GEOLOGO
Dott. PIER PAOLO FERRARO
N. 1479 Dell'Ordine dei Geologi
della Campania





SOMMARIO

INCARICO E PREMESSA.....	3
CARATTERISTICHE GEOLOGICO-TECNICHE DEI TERRENI COMUNALI	5
ELABORAZIONI GEOTECNICHE DALLE PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE PESANTI D.P.S.H. (DINAMIC PROBING SUPER HEAVY)	7
ELABORAZIONI GEOTECNICHE DALLE PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE S.P.T. (STANDARD PENETRATION TEST)	37
ELABORAZIONI GEOTECNICHE RICAVATE DALLE PROVE DI LABORATORIO GEOTECNICO	43
CARATTERIZZAZIONE SISMICA DELL' AREA	51
SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO.....	61
MICROZONAZIONE SISMICA COMUNALE.....	72
FATTORE DI AMPLIFICAZIONE DINAMICA.....	73
MASSIMA AMPLIFICAZIONE DEL SUOLO (PEAK GROUND ACCELERATION).....	104
CONCLUSIONI	112



INCARICO E PREMESSA

A seguito dell'incarico conferitomi con Convenzione alla Determina n. 21 del 25-3-2010, dal R.U.P. del III servizio del Comune di Comiziano (NA), nel mese di marzo 2010, il sottoscritto **Dott. Geologo FERRARO Pier Paolo**, iscritto n. 1479 dell'Ordine dei Geologi della Regione Campania, ha condotto e redatto il presente studio di adeguamento e aggiornamento geologico-tecnico, a supporto **del redigendo Piano Urbanistico Comunale** per il comune di Comiziano (NA).

La redazione della presente è stata eseguita in ottemperanza alle normative antisismiche vigenti e della Legge Regionale n. 9 del 07/01/1983 e in ossequio alla Legge Regionale 02/02/1974; al Decreto Ministeriale 11/03/1988; Decreto Ministeriale 14-1-2008 riguardanti le Norme Tecniche sulle Costruzioni e alla Circolare del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici n. 617/2009.

Lo scopo, del presente studio (esteso cautelativamente ad una area più vasta ed ampia rispetto a quella ove si estende il comune in esame), definisce inoltre la caratterizzazione e modellazione geologica, così come recitano le N.T.C. 14/1/2008 all'art. 6.2.1, per cui lo scopo principale è stato:

“riportare le caratteristiche geologiche e geomorfologiche dell'area, nonché i processi morfologici, con eventuali dissesti in atto e/o potenziali, nonché descrizione, più in generale, di pericolosità dell'area; conoscere la successione stratigrafica dei terreni e i caratteri geostrutturali; definire le caratteristiche, fisiche e meccaniche, dei litotipi più significativi, con il loro stato di degradabilità, alterazione e fratturazione; individuare i caratteri idrogeologici, la circolazione idrica superficiale e sotterranea ed accertare la presenza o meno di falde freatiche”.

Il lavoro effettuato non si è limitato ad aggiornare gli studi urbanistici preesistenti, ma ha ridefinito, quasi completamente, le considerazioni espresse ed in buona parte superate. Al contempo risulta aggiornato alle normative vigenti e alle recenti acquisizioni in campo scientifico. Il modello geologico è stato sviluppato in modo tale da costituire un utile ed ampio elemento di riferimento per inquadrare il modello geotecnico e di azione geosismica del territorio per cui lo studio di adeguamento e aggiornamento è stato suddiviso in:

- 1. Relazione sulle indagini**
- 2. Relazione geologica, geomorfologica, idrogeologica e di pericolosità geologica**
- 3. Relazione di caratterizzazione geotecnica e geosismica**

Ai sensi della Legge Regionale 9/83, sono state redatte e allegate le seguenti carte tematiche:

- CARTA GEOLITOLOGICA
- CARTA IDROGEOLOGICA
- CARTA DELLA STABILITÀ
- CARTA DELLA ZONAZIONE IN PROSPETTIVA SISMICA



Integrate con le seguenti carte complementari

- CARTA DELLE UBICAZIONE DELLE INDAGINI GEOGNOSTICHE
- CARTA DELLE CAVE E CAVITA'
- CARTA DELLE SEZIONI GEOLOGICHE

Lo studio in via preliminare ha inoltre esaminato la seguente documentazione preesistente:

- *Studi geomorfologici, geologici, idrologici, idraulici, relazioni specifiche, cartografia di base, norme di attuazione, eseguiti dall'Autorità di Bacino della Regione Campania per la stesura del P.A.I. (Piano per l'Assetto Idrogeologico).*
- *Aggiornamenti sul sito dell'I.S.P.R.A. per la nuova Cartografia geologica, in scala 1:50.000 e delle nuove Unità Litologiche.*
- *Cartografia di base in scala adeguata.*
- *Indagini e studi specifici eseguiti nell'area tra cui studi urbanistici precedenti, Zonazione sismica comunale.*
- *Dati bibliografici e Notizie storiche*

Parte integrante e imprescindibile di questo studio sono i seguenti documenti tecnici:

- Relazione e Certificati tecnici delle indagini geognostiche e geofisiche realizzate dalla ditta specializzata "**Isogea s.r.l.**" di Portici con sede legale in Via Vesuvio, 134 -80040 Trecase (NA).
- Relazione e Certificati tecnici delle indagini geognostiche e geotecniche, prove penetrometriche DPSH, realizzate dalla ditta specializzata "**So.Geo Soluzione Geotecniche s.r.l.**" di Santa Maria Capua Vetere (CE) con sede legale Via P. Neruda, .29 - Caserta
- Relazione ed elaborati tecnici delle indagini geofisiche e geoelettriche realizzate dalla ditta specializzata "**G.G.I Geofisica Geotecnica idrogeologia s.a.s.**" Via Garibaldi, 16 -Casagiove (CE).
- Certificati delle **prove di laboratorio geotecnico** rilasciati dalla laboratorio con Concessione Ministeriale n. 4956 del 4-6-2010 – Prove geotecniche su terre settore A "**Geoprove**", Via Martucci, 17 - S. Maria Capua Vetere (CE).
- Certificati tecnici di indagini geognostiche e geofisiche di supporto eseguite dalla ditta "**De Riggi Trivellazioni**" di Camposano (NA) e dalla ditta "**G.G.I. s.a.s.**", prove penetrometriche DPM, realizzate dalla ditta "**I.Geo s.a.s.**" di Pastorano (CE).
- Relazione e rilievi planimetrici delle cavità-cantine eseguite dall'arch. Iavarone Antonio.

Nella presente relazione vengono illustrate le caratteristiche geotecniche dei terreni ricavate con l'ausilio delle indagini geognostiche e geotecniche, sia in sito che in laboratorio, e la caratterizzazione geofisica del territorio comunale in termini di pericolosità sismica valutati attraverso l'analisi distribuita sul tutto il territorio comunale degli effetti dei fattori di amplificazione locale e delle accelerazioni al suolo. Al termine del lavoro è stata redatta la Carta delle microzone omogenee in prospettiva sismica che va inquadrata con la lettura complementare della Carta della stabilità.



CARATTERISTICHE GEOLOGICO-TECNICHE DEI TERRENI COMUNALI

I terreni rinvenuti nel territorio comunale sono rappresentati dai tre litotipi principali già ampiamente illustrati nella relazione geologica, geomorfologica, idrogeologica:

-litotipo A: vulcanoclastiti incoerenti, a granulometria variabile dalle sabbie ai limi, con inclusioni di ghiaie piroclastiche (pomici, lapilli) e poligeniche (riporto), variamente frammiste, a consistenza sciolta o scarsamente addensata. Peso di volume compreso tra 9 e 18 kN/m³, variabile anche in relazione al contenuto d'acqua.

-litotipo B: depositi alluvionali calcarei, incoerenti, a granulometria variabile dalle ghiaie (ciottoli) sabbiose alle ghiaie debolmente sabbiose. Peso di volume compreso tra 17 e 19 kN/m³.

I terreni nei primi due litotipi sopra descritti risultano molto permeabili, per porosità, con grado di saturazione variabile e contenuto d'acqua modesto. La circolazione dell'acqua interstiziale, in superficie, avviene liberamente, per cui le condizioni che si instaurano sono di tipo consolidate drenate (CD). La frequente interclusione di materiali di deposizione ed il notevole grado di rimaneggiamento comportano, sovente, la formazione di fenomeni di pseudocoazione (soprattutto nelle frazioni cineritiche limose) che, comunque, risulta bene non considerare, a vantaggio della sicurezza assumendo sempre nulla la coesione tra le particelle.

Definire geotecnicamente le serie presenti nell'area, significa considerare innanzitutto le caratteristiche fisiche e meccaniche dei terreni più superficiali sciolti di natura piroclastico-alluvionale. Questi terreni (identificati nel litotipo A) sono caratterizzati dal possedere pesi specifici sempre modesti e talora, in corrispondenza di una più abbondante serie scoriacea e pomicea, anche prossimi all'unità. Si tratta di sequenze a granulometria variabile dalle sabbie alle sabbie limose, alle ghiaie sabbiose, sempre sottosature, grazie anche alla sovente elevata permeabilità, possiedono compattazione media e, in funzione della profondità, talora virano verso il caolino per effetto dei già citati fenomeni di argillificazione, infine sono caratterizzati dal possedere angoli d'attrito medio bassi con valori tra i 20° e i 39°, a fronte di una pressoché assente coesione.

Generalmente, proprio in funzione dell'angolo d'attrito presente, possiedono buone resistenze a rottura.

-litotipo C: roccia vulcanoclastica tufacea litoide o pseudo litoide, coerente, con peso di volume compreso tra 14 e 17 kN/m³, variabile anche in relazione al contenuto d'acqua. Il materiale si presenta alterato al limite con il litotipo B. Il grado di fratturazione varia con ampie zone poco fessurate con zone con tipica fratturazione colonnare (ad andamento verticale) dovuta alla genesi di raffreddamento del tufo. Si riscontrano un certo grado di fessurazione colonnare da raffreddamento. Si precisa, ad ogni modo, che l'analisi del grado di fratturazione e di tenacità del tufo va adeguatamente ampliato con specifiche verifiche geomeccaniche soprattutto all'interno della cavità. In fase di indagine geotecnica in sito è molto utile caratterizzarlo con prove SPT o con il parametro di R.Q.D. utilizzato nella classificazione degli ammassi rocciosi di Beniaowski.

La serie ignimbratica continua sino a 40÷45 metri come ampiamente verificato in tutta l'area



circostante da sondaggi e trivellazioni di pozzi attigui.

I litotipi piroclastici-alluvionali (A) e alluvionali calcarei (B) sono tutti prevalentemente ascrivibili alle formazioni quaternarie. I terreni definiti come depositi di origine vulcanica e alluvionale ed hanno un comportamento assimilabile a quello dei sedimenti sciolti, incoerenti, e possono essere classificati in funzione della granulometria, del peso di volume (secco e saturo), del contenuto d'acqua, della porosità, del grado di saturazione e dell'angolo d'attrito interno.

Per quanto attiene invece i cedimenti, questi terreni sono caratterizzati da un notevole indice dei vuoti, frutto di un intenso rimaneggiamento dei giovani materiali vulcanici, che sono molto eterogenei, ma sempre grossolani.

Queste coltri, seguito di un'imposizione di carico, subiscono un rapido decremento di volume (dovuta in parte a fenomeni di costipazione dei granuli) con compattamento immediato delle coltri e, in ogni caso, abbastanza omogeneo.

I terreni descritti, benché cedevoli, quindi, sono da ritenere non più che scarsamente preoccupanti, nei confronti dei cedimenti assoluti di consolidazione primaria.

L'elevata permeabilità, la mancanza di falda e la variabile granulometria, escludono la possibilità che s'instaurino fenomeni di liquefazione delle sabbie.

Le coltri ghiaiose, più o meno irregolarmente distribuite nell'ambito della serie piroclastica contribuiscono, con il loro apporto di peso specifico e l'intrinseca scarsa compressibilità, specie se la frazione ghiaiosa è abbondante o, come spesso accade, prevalente, a migliorare notevolmente le caratteristiche d'insieme appena descritte che, anche in considerazione della morfologia subpianeggiante delle aree si traduce, a livello di massima, in discreti valori di resistenza a rottura. Per tali terreni in ogni modo, più che nel discorso di resistenza a rottura, occorre inquadrarne il comportamento nei confronti dei cedimenti. In ogni caso, si ripete, la buona permeabilità per porosità dei terreni di cui discutiamo, solo localmente inficiata da fenomeni di argillificazione più o meno spinti, garantisce la pressoché totale assenza di pressioni interstiziali all'applicazione del carico.

Ciò, all'atto pratico, si rivela come il meno preoccupante degli aspetti geotecnici del complesso fondale ed investe, maggiormente, problemi relativi all'elasticità delle strutture che non problematiche di verifica a rottura al taglio del complesso terreno-fondazione.

Per acquisire parametri e dati geotecnici sui 3 litotipi principali occorre avvalersi di diverse metodologie d'indagini. Per quanto concerne il litotipo A, costituito prevalentemente da vulcanoclastiti di genesi primaria o alluvionale, la caratterizzazione geotecnica può avvenire facilmente attraverso carotaggio continuo con prove SPT in foro di sondaggio; prelievo di campioni da sottoporre a prove di laboratorio come la caratterizzazione fisico-meccanica, l'analisi granulometrica, il taglio diretto (inutile la prova edometrica se non sui silt limosi); prove penetrometriche dinamiche pesanti DPSH e anche leggere del tipo DPM.



Il litotipo B costituito da ghiaie alluvionali è molto più difficile da caratterizzare, in quanto sulle prove di laboratorio si possono determinare solo alcune caratteristiche fisiche. Non si può eseguire il taglio diretto per l'angolo d'attrito e sono inutili le prove penetrometriche dinamiche sia le DPSH che le DPM poiché lo strumento va a rifiuto appena incontra lo strato superficiale. La metodologia più valida risulta quindi quella del carotaggio continuo con esecuzione di prove SPT ogni due metri che in genere va a rifiuto già dopo i primi 15 cm di infissione o nel caso di una abbondante matrice sabbiosa fa registrare un elevato numero di colpi. Il valore del rifiuto (confermato dal colore bianco della punta del penetrometro pesante "Pagani" rappresenta comunque un riferimento della resistenza alla penetrazione ed è quindi comparabile con il rifiuto del SPT dato da un numero di colpi maggiore di 50.

Il litotipo C costituito dalla facies gialla zeolitizzata dell'Ignimbrite campana denominata "Tufo Giallo Campano" può essere raggiunto solo con l'ausilio del carotaggio continuo e prelevato con il doppio carotiere può essere caratterizzato sia con SPT in foro di sondaggio (quasi sempre a rifiuto in caso di roccia litoide, molto elevato in caso di roccia più tenera), sia con R.Q.D. parametro molto utilizzato nella classificazione degli ammassi rocciosi che viene ricavato dalla lunghezza della carota estratta indice del grado di fratturazione del materiale.

ELABORAZIONI GEOTECNICHE DALLE PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE PESANTI D.P.S.H. (DINAMIC PROBING SUPER HEAVY)

La prova penetrometrica dinamica consiste nell'infiggere nel terreno una punta conica (per tratti consecutivi δ) misurando il numero di colpi N necessari. Sono molto diffuse ed utilizzate nel territorio da geologi e geotecnici, data la loro semplicità esecutiva, economicità e rapidità di esecuzione. La loro elaborazione, interpretazione e visualizzazione grafica consente di "catalogare e parametrizzare" il suolo attraversato con un'immagine in continuo, che permette anche di avere un raffronto sulle consistenze dei vari livelli attraversati e una correlazione diretta con sondaggi geognostici per la caratterizzazione stratigrafica. La sonda penetrometrica permette inoltre di riconoscere abbastanza precisamente lo spessore delle coltri sul substrato, la quota di eventuali falde e superfici di rottura sui pendii e la consistenza in generale del terreno. L'utilizzo dei dati, ricavati da correlazioni indirette e facendo riferimento a vari Autori, dovrà comunque essere trattato con le opportune cautele e, possibilmente, dopo esperienze geologiche acquisite in zona.

Elementi caratteristici del penetrometro dinamico in genere sono i seguenti:

- peso massa battente M
- altezza libera caduta H
- punta conica: diametro base cono D , area base A (angolo di apertura α)
- avanzamento (penetrazione) δ
- presenza o meno del rivestimento esterno (fanghi bentonitici).

Con riferimento alla classificazione ISSMFE (1988) dei diversi tipi di penetrometri dinamici (vedi tabella sotto riportata) si presenta una suddivisione dei due penetrometri più usati in quest'area (in base al peso M della massa battente) :



- tipo MEDIO (DPM)
- tipo SUPERPESANTE (DPSH)

Classificazione ISSMFE dei penetrometri dinamici:

Tipo	Sigla di riferimento	peso della massa M (kg)	prof.max indagine battente (m)
Medio	DPM (Medium)	10<M <40	20-25
Super pesante (Super Heavy)	DPSH	M≥60	25

Penetrometri in uso in Italia

In Italia risultano attualmente in uso i seguenti tipi di penetrometri dinamici

- DINAMICO LEGGERO ITALIANO (DL-30) (MEDIO secondo la classifica ISSMFE)

massa battente M = 30 kg, altezza di caduta H = 0.20 m, avanzamento $\delta = 10$ cm, punta conica ($\alpha=60-90^\circ$), diametro D 35.7 mm, area base cono A=10 cm² rivestimento / fango bentonitico: talora previsto;

- DINAMICO SUPERPESANTE (Tipo EMILIA)

massa battente M=63.5 kg, altezza caduta H=0.75 m, avanzamento $\delta=20-30$ cm, punta conica conica ($\alpha = 60^\circ-90^\circ$) diametro D = 50.5 mm, area base cono A = 20 cm², rivestimento / fango bentonitico : talora previsto.

Correlazione con N_{spt}

Poiché la prova penetrometrica standard (SPT) rappresenta, ad oggi, uno dei mezzi più diffusi ed economici per ricavare informazioni dal sottosuolo, la maggior parte delle correlazioni esistenti riguardano i valori del numero di colpi N_{spt} ottenuto con la suddetta prova, pertanto si presenta la necessità di rapportare il numero di colpi di una prova dinamica con N_{spt}. Il passaggio viene dato da:

$$N_{spt} = \beta_t N$$

Dove:

$$\beta_t = \frac{Q}{Q_{SPT}}$$



in cui Q è l'energia specifica per colpo e Q_{spt} è quella riferita alla prova SPT.

L'energia specifica per colpo viene calcolata come segue:

$$Q = \frac{M^2 \cdot H}{A \cdot \delta \cdot (M + M')}$$

in cui

- M = peso massa battente;
- M' = peso aste;
- H = altezza di caduta;
- A = area base punta conica;
- δ = passo di avanzamento.

Valutazione resistenza dinamica alla punta R_{pd}

Formula Olandesi

$$R_{pd} = \frac{M^2 \cdot H}{[A \cdot e \cdot (M + P)]} = \frac{M^2 \cdot H \cdot N}{[A \cdot \delta \cdot (M + P)]}$$

- R_{pd} = resistenza dinamica punta (area A);
- e = infissione media per colpo (δ/N);
- M = peso massa battente (altezza caduta H);
- P = peso totale aste e sistema battuta.

Metodologia di Elaborazione.

Le elaborazioni sono state effettuate mediante un programma di calcolo automatico Dynamic Probing della *GeoStru Software*. Il programma calcola il rapporto delle energie trasmesse (coefficiente di correlazione con SPT) tramite le elaborazioni proposte da Pasqualini 1983 - Meyerhof 1956 - Desai 1968 - Borowczyk-Frankowsky 1981. Permette inoltre di utilizzare i dati ottenuti dall'effettuazione di prove penetrometriche per estrapolare utili informazioni geotecniche e geologiche. Una vasta esperienza acquisita, unitamente ad una buona interpretazione e correlazione, permettono spesso di ottenere dati utili alla progettazione e frequentemente dati maggiormente attendibili di tanti dati bibliografici sulle litologie e di dati geotecnici determinati sulle verticali litologiche da poche prove di laboratorio eseguite come rappresentazione generale di una verticale eterogenea disuniforme e/o complessa.

In particolare consente di ottenere informazioni su:

- l'andamento verticale e orizzontale degli intervalli stratigrafici,
- la caratterizzazione litologica delle unità stratigrafiche,



- i parametri geotecnici suggeriti da vari autori in funzione dei valori del numero dei colpi e delle resistenze alla punta.

Valutazioni statistiche e correlazioni

Elaborazione Statistica

Permette l'elaborazione statistica dei dati numerici di Dynamic Probing, utilizzando nel calcolo dei valori rappresentativi dello strato considerato un valore inferiore o maggiore della media aritmetica dello strato (dato comunque maggiormente utilizzato); i valori possibili in immissione sono :

Media

Media aritmetica dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Media minima

Valore statistico inferiore alla media aritmetica dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Massimo

Valore massimo dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Minimo

Valore minimo dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Scarto quadratico medio

Valore statistico di scarto dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Media deviata

Valore statistico di media deviata dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Media + s

Media+ scarto (valore statistico) dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Media – s

Media- scarto (valore statistico) dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.



Pressione ammissibile

Pressione ammissibile specifica sull'interstrato (con effetto di riduzione energia per svergolamento aste o no) calcolata secondo le note elaborazioni proposte da Herminier, applicando un coefficiente di sicurezza (generalmente = 20-22) che corrisponde ad un coefficiente di sicurezza standard delle fondazioni pari a 4, con una geometria fondale standard di larghezza pari a 1 mt. ed immersione $d = 1$ mt..

Le correlazioni geotecniche nei terreni incoerenti possono essere utilizzate con l'ausilio di vari Autori:

Angolo di Attrito

- Peck-Hanson-Thornburn-Meyerhof 1956 - Correlazione valida per terreni non molli a prof. < 5 mt.; correlazione valida per sabbie e ghiaie rappresenta valori medi. - Correlazione storica molto usata, valevole per prof. < 5 mt. per terreni sopra falda e < 8 mt. per terreni in falda (tensioni < 8-10 t/mq)
- Sowers 1961)- Angolo di attrito in gradi valido per sabbie in genere (cond. ottimali per prof. < 4 mt. sopra falda e < 7 mt. per terreni in falda) $\sigma > 5$ t/mq.
- De Mello - Correlazione valida per terreni prevalentemente sabbiosi e sabbioso-ghiaiosi (da modifica sperimentale di dati) con angolo di attrito < 38° .
- Malcev 1964 - Angolo di attrito in gradi valido per sabbie in genere (cond. ottimali per prof. > 2 m. e per valori di angolo di attrito < 38°).
- Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION) Angolo di attrito in gradi valido per sabbie - sabbie fini o limose e limi siltosi (cond. ottimali per prof. di prova > 8 mt. sopra falda e > 15 mt. per terreni in falda) $\sigma > 15$ t/mq.
- Shioi-Fukuni 1982 (JAPANESE NATIONALE RAILWAY) Angolo di attrito valido per sabbie medie e grossolane fino a ghiaiose .
- Angolo di attrito in gradi (Owasaki & Iwasaki) valido per sabbie - sabbie medie e grossolane-ghiaiose (cond. ottimali per prof. > 8 mt. sopra falda e > 15 mt. per terreni in falda) $s > 15$ t/mq.
- Meyerhof 1965 - Correlazione valida per terreni per sabbie con % di limo < 5% a profondità < 5 mt. e con % di limo > 5% a profondità < 3 mt.

Densità relativa (%)

- Gibbs & Holtz (1957) correlazione valida per qualunque pressione efficace, per ghiaie D_r viene sovrastimato, per limi sottostimato.
- Skempton (1986) elaborazione valida per limi e sabbie e sabbie da fini a grossolane NC a qualunque pressione efficace, per ghiaie il valore di D_r % viene sovrastimato, per limi sottostimato.
- Meyerhof (1957).



- Schultze & Menzenbach (1961) per sabbie fini e ghiaiose NC , metodo valido per qualunque valore di pressione efficace in depositi NC, per ghiaie il valore di D_r % viene sovrastimato, per limi sottostimato.

Modulo Di Young (E_y)

- Schmertmann (1978), correlazione valida per vari tipi litologici .

Modulo Edometrico

Begemann (1974) elaborazione desunta da esperienze in Grecia, correlazione valida per limo con sabbia, sabbia e ghiaia

- Farrent (1963) valida per sabbie, talora anche per sabbie con ghiaia (da modifica sperimentale di dati).
- Menzenbach e Malcev valida per sabbia fine, sabbia ghiaiosa e sabbia e ghiaia.

Stato di consistenza

- Classificazione A.G.I. 1977

Peso di Volume Gamma

- Meyerhof ed altri, valida per sabbie, ghiaie, limo, limo sabbioso.

Modulo di poisson

- Classificazione A.G.I.

Modulo di deformazione di taglio (G)

- Ohsaki & Iwasaki – elaborazione valida per sabbie con fine plastico e sabbie pulite.
- Robertson e Campanella (1983) e Imai & Tonouchi (1982) elaborazione valida soprattutto per sabbie e per tensioni litostatiche comprese tra 0,5 - 4,0 kg/cmq.



PROVA ... Nr.1 – PALESTRA COMUNALE – VIA PROVINCIALE

Strumento utilizzato... DPSH (Dinamic Probing Super Heavy)
Prova eseguita in data 20/05/2010
Profondità prova 8,80 mt
Falda non rilevata

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Mpa)	Res. dinamica (Mpa)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (KPa)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (KPa)
0,20	8	0,855	6,52	7,62	325,78	381,20
0,40	13	0,801	9,92	12,39	496,03	619,45
0,60	8	0,847	6,46	7,62	322,88	381,20
0,80	4	0,843	3,21	3,81	160,74	190,60
1,00	2	0,840	1,48	1,76	74,03	88,16
1,20	2	0,836	1,47	1,76	73,73	88,16
1,40	4	0,833	2,94	3,53	146,85	176,32
1,60	4	0,830	2,93	3,53	146,27	176,32
1,80	2	0,826	1,46	1,76	72,85	88,16
2,00	2	0,823	1,35	1,64	67,51	82,02
2,20	3	0,820	2,02	2,46	100,90	123,02
2,40	3	0,817	2,01	2,46	100,53	123,02
2,60	3	0,814	2,00	2,46	100,17	123,02
2,80	5	0,811	3,33	4,10	166,37	205,04
3,00	4	0,809	2,48	3,07	124,01	153,35
3,20	11	0,806	6,80	8,43	339,89	421,70
3,40	4	0,803	2,46	3,07	123,20	153,35
3,60	3	0,801	1,84	2,30	92,11	115,01
3,80	3	0,798	1,84	2,30	91,83	115,01
4,00	2	0,796	1,15	1,44	57,30	71,98
4,20	3	0,794	1,71	2,16	85,70	107,98
4,40	3	0,791	1,71	2,16	85,46	107,98
4,60	3	0,789	1,70	2,16	85,22	107,98
4,80	5	0,787	2,83	3,60	141,65	179,96
5,00	6	0,785	3,20	4,07	159,75	203,50
5,20	5	0,783	2,66	3,39	132,79	169,59
5,40	1	0,781	0,53	0,68	26,49	33,92
5,60	6	0,779	3,17	4,07	158,56	203,50
5,80	7	0,777	3,69	4,75	184,54	237,42
6,00	8	0,775	3,98	5,13	198,95	256,55
6,20	8	0,774	3,97	5,13	198,50	256,55
6,40	5	0,772	2,48	3,21	123,79	160,34
6,60	3	0,770	1,48	1,92	74,11	96,21
6,80	3	0,769	1,48	1,92	73,96	96,21
7,00	4	0,767	1,87	2,43	93,32	121,65
7,20	3	0,766	1,40	1,82	69,85	91,23
7,40	2	0,764	0,93	1,22	46,48	60,82
7,60	2	0,763	0,93	1,22	46,39	60,82
7,80	2	0,761	0,93	1,22	46,30	60,82
8,00	3	0,760	1,32	1,74	65,92	86,75
8,20	12	0,759	5,26	6,94	263,22	347,00
8,40	10	0,757	4,38	5,78	218,97	289,17
8,60	53	0,556	17,04	30,65	852,08	1532,59
8,80	101	0,555	32,40	58,41	1620,11	2920,60



TERRENI INCOERENTI

Densità relativa

	Nspt	Prof. Strato (m)	Gibbs & Holtz 1957	Meyerhof 1957	Schultze & Menzenbach (1961)	Skempton 1986
Strato 1	7,61	0,80	33,97	66,21	59,34	27,46
Strato 2	3,01	1,20	14,79	39,28	53,19	15,33
Strato 3	6,02	1,60	26,08	53,7	56,07	23,5
Strato 4	3,17	2,60	13,07	36,92	50,83	15,79
Strato 5	4,63	3,40	17,53	41,97	52,16	19,84
Strato 6	3,7	4,60	11,94	35,31	49,76	17,28
Strato 7	5,52	6,40	15,98	39,78	50,99	22,21
Strato 8	3,14	8,00	4,83	27,77	46,61	15,7
Strato 9	10,36	8,80	22,68	48,02	53,46	33,78

Angolo di resistenza al taglio o angolo di attrito ϕ

	Nspt	Prof. Strato (m)	Peck-Hanson-Thornburn-Meyerhof 1956	Sowers (1961)	Malcev (1964)	Meyerhof (1965)	Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION)	Japanese National Railway	De Mello	Owasaki & Iwasaki
Strato 1	7,61	0,80	29,17	30,13	--	32,74	25,68	29,28	36,69	27,34
Strato 2	3,01	1,20	27,86	28,84	--	30,82	21,72	27,9	28,59	22,76
Strato 3	6,02	1,60	28,72	29,69	--	32,09	24,5	28,81	34,62	25,97
Strato 4	3,17	2,60	27,91	28,89	30,48	30,89	21,9	27,95	29	22,96
Strato 5	4,63	3,40	28,32	29,3	30,42	31,51	23,33	28,39	32,28	24,62
Strato 6	3,7	4,60	28,06	29,04	29,46	31,12	22,45	28,11	30,29	23,6
Strato 7	5,52	6,40	28,58	29,55	29,28	31,89	24,1	28,66	33,72	25,51
Strato 8	3,14	8,00	27,9	28,88	28,02	30,87	21,86	27,94	28,77	22,92
Strato 9	10,36	8,80	29,96	30,9	29,37	33,81	27,47	30,11	39,12	29,39

Modulo di Young (Mpa)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Schmertmann (1978) (Sabbie)
Strato 1	7,61	0,80	5,97
Strato 2	3,01	1,20	2,36
Strato 3	6,02	1,60	4,72
Strato 4	3,17	2,60	2,49
Strato 5	4,63	3,40	3,63
Strato 6	3,7	4,60	2,90
Strato 7	5,52	6,40	4,33
Strato 8	3,14	8,00	2,46
Strato 9	10,36	8,80	8,13

Modulo Edometrico (Mpa)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Begemann 1974	Farrent 1963	Menzenbach e Malcev
Strato 1	7,61	0,80	4,23	5,30	7,05
Strato 2	3,01	1,20	3,30	2,10	5,04
Strato 3	6,02	1,60	3,91	4,19	6,36
Strato 4	3,17	2,60	3,33	2,21	5,11
Strato 5	4,63	3,40	3,63	3,22	5,75
Strato 6	3,7	4,60	3,44	2,58	5,34
Strato 7	5,52	6,40	3,80	3,84	6,14
Strato 8	3,14	8,00	3,33	2,19	5,10
Strato 9	10,36	8,80	4,78	7,21	8,26



Classificazione AGI

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Classificazione AGI
Strato 1	7,61	0,80	Classificazione A.G.I. 1977	POCO ADDENSATO
Strato 2	3,01	1,20	Classificazione A.G.I. 1977	SCIOLTO
Strato 3	6,02	1,60	Classificazione A.G.I. 1977	POCO ADDENSATO
Strato 4	3,17	2,60	Classificazione A.G.I. 1977	SCIOLTO
Strato 5	4,63	3,40	Classificazione A.G.I. 1977	POCO ADDENSATO
Strato 6	3,7	4,60	Classificazione A.G.I. 1977	SCIOLTO
Strato 7	5,52	6,40	Classificazione A.G.I. 1977	POCO ADDENSATO
Strato 8	3,14	8,00	Classificazione A.G.I. 1977	SCIOLTO
Strato 9	10,36	8,80	Classificazione A.G.I. 1977	MODERAT. ADDENSATO

Peso unità di volume

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Gamma (KN/m ³)
Strato 1	7,61	0,80	Meyerhof ed altri	16,08
Strato 2	3,01	1,20	Meyerhof ed altri	14,22
Strato 3	6,02	1,60	Meyerhof ed altri	15,49
Strato 4	3,17	2,60	Meyerhof ed altri	14,32
Strato 5	4,63	3,40	Meyerhof ed altri	14,91
Strato 6	3,7	4,60	Meyerhof ed altri	14,51
Strato 7	5,52	6,40	Meyerhof ed altri	15,30
Strato 8	3,14	8,00	Meyerhof ed altri	14,32
Strato 9	10,36	8,80	Meyerhof ed altri	17,06

Modulo di Poisson

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Poisson
Strato 1	7,61	0,80	(A.G.I.)	0,34
Strato 2	3,01	1,20	(A.G.I.)	0,35
Strato 3	6,02	1,60	(A.G.I.)	0,34
Strato 4	3,17	2,60	(A.G.I.)	0,35
Strato 5	4,63	3,40	(A.G.I.)	0,34
Strato 6	3,7	4,60	(A.G.I.)	0,35
Strato 7	5,52	6,40	(A.G.I.)	0,34
Strato 8	3,14	8,00	(A.G.I.)	0,35
Strato 9	10,36	8,80	(A.G.I.)	0,33

Modulo di deformazione a taglio dinamico (Mpa)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Ohsaki (Sabbie pulite)	Robertson e Campanella (1983) e Imai & Tonouchi (1982)
Strato 1	7,61	0,80	42,95	42,36
Strato 2	3,01	1,20	17,96	24,03
Strato 3	6,02	1,60	34,46	36,71
Strato 4	3,17	2,60	18,86	24,81
Strato 5	4,63	3,40	26,92	31,27
Strato 6	3,7	4,60	21,80	27,26
Strato 7	5,52	6,40	31,76	34,81
Strato 8	3,14	8,00	18,69	24,66
Strato 9	10,36	8,80	57,39	51,15



PROVA ... Nr.2 – VIA CINQUEVIE

Strumento utilizzato... DPSH (Dinamic Probing Super Heavy)
Prova eseguita in data 20/05/2010
Profondità prova 7,20 mt
Falda non rilevata

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Mpa)	Res. dinamica (Mpa)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (KPa)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (KPa)
0,20	1	0,855	0,81	0,95	40,72	47,65
0,40	1	0,851	0,81	0,95	40,54	47,65
0,60	1	0,847	0,81	0,95	40,36	47,65
0,80	1	0,843	0,80	0,95	40,18	47,65
1,00	1	0,840	0,74	0,88	37,02	44,08
1,20	2	0,836	1,47	1,76	73,73	88,16
1,40	3	0,833	2,20	2,64	110,14	132,24
1,60	5	0,830	3,66	4,41	182,83	220,40
1,80	9	0,826	6,56	7,93	327,82	396,72
2,00	3	0,823	2,03	2,46	101,27	123,02
2,20	1	0,820	0,67	0,82	33,63	41,01
2,40	1	0,817	0,67	0,82	33,51	41,01
2,60	1	0,814	0,67	0,82	33,39	41,01
2,80	1	0,811	0,67	0,82	33,27	41,01
3,00	1	0,809	0,62	0,77	31,00	38,34
3,20	2	0,806	1,24	1,53	61,80	76,67
3,40	1	0,803	0,62	0,77	30,80	38,34
3,60	1	0,801	0,61	0,77	30,70	38,34
3,80	1	0,798	0,61	0,77	30,61	38,34
4,00	1	0,796	0,57	0,72	28,65	35,99
4,20	2	0,794	1,14	1,44	57,13	71,98
4,40	3	0,791	1,71	2,16	85,46	107,98
4,60	5	0,789	2,84	3,60	142,03	179,96
4,80	3	0,787	1,70	2,16	84,99	107,98
5,00	3	0,785	1,60	2,04	79,88	101,75
5,20	3	0,783	1,59	2,04	79,67	101,75
5,40	5	0,781	2,65	3,39	132,45	169,59
5,60	4	0,779	2,11	2,71	105,70	135,67
5,80	1	0,777	0,53	0,68	26,36	33,92
6,00	3	0,775	1,49	1,92	74,61	96,21
6,20	3	0,774	1,49	1,92	74,44	96,21
6,40	4	0,772	1,98	2,57	99,03	128,27
6,60	11	0,770	5,43	7,06	271,75	352,76
6,80	17	0,719	7,84	10,90	391,84	545,17
7,00	50	0,567	17,25	30,41	862,42	1520,57
7,20	101	0,566	34,75	61,43	1737,40	3071,55



TERRENI INCOERENTI

Densità relativa

	Nspt	Prof. Strato (m)	Gibbs & Holtz 1957	Meyerhof 1957	Schultze & Menzenbach (1961)	Skempton 1986
Strato 1	1,5	1,00	5,47	29,33	49,57	10,89
Strato 2	2,86	2,00	13,14	37,23	51,15	14,9
Strato 3	1,2	4,00	0	21,76	42,57	9,97
Strato 4	3,25	6,40	8,61	31,67	47,7	16,02
Strato 5	13,6	7,20	31,09	59,78	55,54	40,41

Angolo di resistenza al taglio o angolo di attrito ϕ

	Nspt	Prof. Strato (m)	Peck-Hanson-Thornburn-Meyerhof 1956	Sowers (1961)	Malcev (1964)	Meyerhof (1965)	Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION)	Japanese National Railway	De Mello	Owasaki & Iwasaki
Strato 1	1,5	1,00	27,43	28,42	--	30,15	19,74	27,45	22,51	20,48
Strato 2	2,86	2,00	27,82	28,8	30,91	30,75	21,55	27,86	28,12	22,56
Strato 3	1,2	4,00	27,34	28,34	28,12	30,02	19,24	27,36	20,49	19,9
Strato 4	3,25	6,40	27,93	28,91	28,56	30,92	21,98	27,98	29,11	23,06
Strato 5	13,6	7,20	30,89	31,81	30,12	34,99	29,28	31,08	41,53	31,49

Modulo di Young (Mpa)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Schmertmann (1978) (Sabbie)
Strato 1	1,5	1,00	1,18
Strato 2	2,86	2,00	2,24
Strato 3	1,2	4,00	0,94
Strato 4	3,25	6,40	2,55
Strato 5	13,6	7,20	10,67

Modulo Edometrico (Mpa)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	Farrent 1963	Menzenbach e Malcev (Sabbia media)
Strato 1	1,5	1,00	3,00	1,04	4,38
Strato 2	2,86	2,00	3,27	1,99	4,98
Strato 3	1,2	4,00	2,94	0,84	4,25
Strato 4	3,25	6,40	3,35	2,26	5,15
Strato 5	13,6	7,20	5,43	9,47	9,68



Classificazione AGI

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Classificazione AGI
Strato 1	1,5	1,00	Classificazione A.G.I. 1977	SCIOLTO
Strato 2	2,86	2,00	Classificazione A.G.I. 1977	SCIOLTO
Strato 3	1,2	4,00	Classificazione A.G.I. 1977	SCIOLTO
Strato 4	3,25	6,40	Classificazione A.G.I. 1977	SCIOLTO
Strato 5	13,6	7,20	Classificazione A.G.I. 1977	MODERAT. ADDENSATO

Peso unità di volume

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Gamma (KN/m ³)
Strato 1	1,5	1,00	Meyerhof ed altri	13,53
Strato 2	2,86	2,00	Meyerhof ed altri	14,12
Strato 3	1,2	4,00	Meyerhof ed altri	13,34
Strato 4	3,25	6,40	Meyerhof ed altri	14,32
Strato 5	13,6	7,20	Meyerhof ed altri	18,04

Modulo di Poisson

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Poisson
Strato 1	1,5	1,00	(A.G.I.)	0,35
Strato 2	2,86	2,00	(A.G.I.)	0,35
Strato 3	1,2	4,00	(A.G.I.)	0,35
Strato 4	3,25	6,40	(A.G.I.)	0,35
Strato 5	13,6	7,20	(A.G.I.)	0,33

Modulo di deformazione a taglio dinamico (Mpa)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Ohsaki (Sabbie pulite)	Robertson e Campanella (1983) e Imai & Tonouchi (1982)
Strato 1	1,5	1,00	9,33	15,70
Strato 2	2,86	2,00	17,12	23,30
Strato 3	1,2	4,00	7,57	13,70
Strato 4	3,25	6,40	19,30	25,19
Strato 5	13,6	7,20	74,12	60,40



PROVA ... Nr.3 – VIA SPENNATA

Strumento utilizzato...DPSH (Dinamic Probing Super Heavy)

Prova eseguita in data 20/05/2010

Profondità prova 7,00 mt

Falda non rilevata

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Mpa)	Res. dinamica (Mpa)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (KPa)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (KPa)
0,20	2	0,855	1,63	1,91	81,45	95,30
0,40	1	0,851	0,81	0,95	40,54	47,65
0,60	1	0,847	0,81	0,95	40,36	47,65
0,80	1	0,843	0,80	0,95	40,18	47,65
1,00	1	0,840	0,74	0,88	37,02	44,08
1,20	1	0,836	0,74	0,88	36,86	44,08
1,40	1	0,833	0,73	0,88	36,71	44,08
1,60	2	0,830	1,46	1,76	73,13	88,16
1,80	1	0,826	0,73	0,88	36,42	44,08
2,00	2	0,823	1,35	1,64	67,51	82,02
2,20	2	0,820	1,35	1,64	67,26	82,02
2,40	1	0,817	0,67	0,82	33,51	41,01
2,60	1	0,814	0,67	0,82	33,39	41,01
2,80	2	0,811	1,33	1,64	66,55	82,02
3,00	4	0,809	2,48	3,07	124,01	153,35
3,20	5	0,806	3,09	3,83	154,50	191,68
3,40	11	0,803	6,78	8,43	338,80	421,70
3,60	11	0,801	6,75	8,43	337,73	421,70
3,80	6	0,798	3,67	4,60	183,65	230,02
4,00	15	0,746	8,06	10,80	402,76	539,88
4,20	6	0,794	3,43	4,32	171,40	215,95
4,40	1	0,791	0,57	0,72	28,49	35,99
4,60	1	0,789	0,57	0,72	28,41	35,99
4,80	4	0,787	2,27	2,88	113,32	143,97
5,00	5	0,785	2,66	3,39	133,13	169,59
5,20	6	0,783	3,19	4,07	159,34	203,50
5,40	4	0,781	2,12	2,71	105,96	135,67
5,60	4	0,779	2,11	2,71	105,70	135,67
5,80	5	0,777	2,64	3,39	131,82	169,59
6,00	4	0,775	1,99	2,57	99,47	128,27
6,20	3	0,774	1,49	1,92	74,44	96,21
6,40	3	0,772	1,49	1,92	74,27	96,21
6,60	13	0,720	6,01	8,34	300,31	416,89
6,80	57	0,569	20,79	36,56	1039,62	1827,92
7,00	101	0,567	34,84	61,43	1742,10	3071,55



TERRENI INCOERENTI

Densità relativa

	Nspt	Prof. Strato (m)	Gibbs & Holtz 1957	Meyerhof 1957	Schultze & Menzenbach (1961)	Skempton 1986
Strato 1	1,19	1,40	1,8	25,69	46,78	9,94
Strato 2	1,62	2,80	3,44	26,9	46,21	11,25
Strato 3	7,1	4,00	24,93	51,49	54,02	26,22
Strato 4	0,47	4,60	0	12,54	34,01	7,71
Strato 5	5,29	6,20	15,87	39,69	50,85	21,6
Strato 6	6,89	7,00	18,41	42,65	51,96	25,7

Angolo di resistenza al taglio

	Nspt	Prof. Strato (m)	Peck-Hanson-Thornburn-Meyerhof 1956	Sowers (1961)	Malcev (1964)	Meyerhof (1965)	Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION)	Japanese National Railway	De Mello	Owasaki & Iwasaki
Strato 1	1,19	1,40	27,34	28,33	--	30,01	19,22	27,36	20,48	19,88
Strato 2	1,62	2,80	27,46	28,45	29,35	30,2	19,93	27,49	23,14	20,69
Strato 3	7,1	4,00	29,03	29,99	30,62	32,53	25,32	29,13	35,99	26,92
Strato 4	0,47	4,60	27,13	28,13	26,37	29,69	17,66	27,14	12,29	18,07
Strato 5	5,29	6,20	28,51	29,48	29,29	31,79	23,91	28,59	33,36	25,29
Strato 6	6,89	7,00	28,97	29,93	29,36	32,45	25,17	29,07	35,63	26,74

Modulo di Young (Mpa)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Schmertmann (1978) (Sabbie)
Strato 1	1,19	1,40	0,93
Strato 2	1,62	2,80	1,27
Strato 3	7,1	4,00	5,57
Strato 4	0,47	4,60	0,37
Strato 5	5,29	6,20	4,15
Strato 6	6,89	7,00	5,41

Modulo Edometrico (Mpa)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	Farrent 1963	Menzenbach e Malcev (Sabbia media)
Strato 1	1,19	1,40	2,93	0,83	4,25
Strato 2	1,62	2,80	3,02	1,13	4,44
Strato 3	7,1	4,00	4,12	4,94	6,83
Strato 4	0,47	4,60	2,79	0,33	3,93
Strato 5	5,29	6,20	3,76	3,68	6,04
Strato 6	6,89	7,00	4,08	4,80	6,74



Classificazione AGI

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Classificazione AGI
Strato 1	1,19	1,40	Classificazione A.G.I. 1977	SCIOLTO
Strato 2	1,62	2,80	Classificazione A.G.I. 1977	SCIOLTO
Strato 3	7,1	4,00	Classificazione A.G.I. 1977	POCO ADDENSATO
Strato 4	0,47	4,60	Classificazione A.G.I. 1977	SCIOLTO
Strato 5	5,29	6,20	Classificazione A.G.I. 1977	POCO ADDENSATO
Strato 6	6,89	7,00	Classificazione A.G.I. 1977	POCO ADDENSATO

Peso unità di volume

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Gamma (KN/m ³)
Strato 1	1,19	1,40	Meyerhof ed altri	13,34
Strato 2	1,62	2,80	Meyerhof ed altri	13,53
Strato 3	7,1	4,00	Meyerhof ed altri	15,89
Strato 4	0,47	4,60	Meyerhof ed altri	12,94
Strato 5	5,29	6,20	Meyerhof ed altri	15,20
Strato 6	6,89	7,00	Meyerhof ed altri	15,89

Modulo di Poisson

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Poisson
Strato 1	1,19	1,40	1,19	(A.G.I.)	0,35
Strato 2	1,62	2,80	1,62	(A.G.I.)	0,35
Strato 3	7,1	4,00	7,1	(A.G.I.)	0,34
Strato 4	0,47	4,60	0,47	(A.G.I.)	0,35
Strato 5	5,29	6,20	5,29	(A.G.I.)	0,34
Strato 6	6,89	7,00	6,89	(A.G.I.)	0,34

Modulo di deformazione a taglio dinamico (Mpa)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Ohsaki (Sabbie pulite)	Robertson e Campanella (1983) e Imai & Tonouchi (1982)
Strato 1	1,19	1,40	7,51	13,63
Strato 2	1,62	2,80	10,03	16,46
Strato 3	7,1	4,00	40,24	40,60
Strato 4	0,47	4,60	3,14	7,73
Strato 5	5,29	6,20	30,51	33,92
Strato 6	6,89	7,00	39,12	39,86



PROVA ... Nr.4 – CONTRADA CESINA

Strumento utilizzato...DPSH (Dinamic Probing Super Heavy)

Prova eseguita in data

20/05/2010

Profondità prova

10,00 mt

Falda non rilevata

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Mpa)	Res. dinamica (Mpa)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (KPa)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (KPa)
0,20	2	0,855	1,63	1,91	81,45	95,30
0,40	2	0,851	1,62	1,91	81,08	95,30
0,60	1	0,847	0,81	0,95	40,36	47,65
0,80	2	0,843	1,61	1,91	80,37	95,30
1,00	3	0,840	2,22	2,64	111,05	132,24
1,20	3	0,836	2,21	2,64	110,59	132,24
1,40	7	0,833	5,14	6,17	256,99	308,56
1,60	10	0,830	7,31	8,82	365,67	440,80
1,80	12	0,826	8,74	10,58	437,10	528,96
2,00	10	0,823	6,75	8,20	337,57	410,08
2,20	4	0,820	2,69	3,28	134,53	164,03
2,40	4	0,817	2,68	3,28	134,04	164,03
2,60	3	0,814	2,00	2,46	100,17	123,02
2,80	2	0,811	1,33	1,64	66,55	82,02
3,00	3	0,809	1,86	2,30	93,01	115,01
3,20	5	0,806	3,09	3,83	154,50	191,68
3,40	5	0,803	3,08	3,83	154,00	191,68
3,60	5	0,801	3,07	3,83	153,51	191,68
3,80	3	0,798	1,84	2,30	91,83	115,01
4,00	3	0,796	1,72	2,16	85,95	107,98
4,20	3	0,794	1,71	2,16	85,70	107,98
4,40	4	0,791	2,28	2,88	113,94	143,97
4,60	3	0,789	1,70	2,16	85,22	107,98
4,80	10	0,787	5,67	7,20	283,29	359,92
5,00	9	0,785	4,79	6,11	239,63	305,25
5,20	5	0,783	2,66	3,39	132,79	169,59
5,40	3	0,781	1,59	2,04	79,47	101,75
5,60	2	0,779	1,06	1,36	52,85	67,83
5,80	4	0,777	2,11	2,71	105,45	135,67
6,00	6	0,775	2,98	3,85	149,21	192,41
6,20	4	0,774	1,98	2,57	99,25	128,27
6,40	5	0,772	2,48	3,21	123,79	160,34
6,60	4	0,770	1,98	2,57	98,82	128,27
6,80	4	0,769	1,97	2,57	98,61	128,27
7,00	5	0,767	2,33	3,04	116,65	152,06
7,20	5	0,766	2,33	3,04	116,42	152,06
7,40	2	0,764	0,93	1,22	46,48	60,82
7,60	3	0,763	1,39	1,82	69,58	91,23
7,80	2	0,761	0,93	1,22	46,30	60,82
8,00	3	0,760	1,32	1,74	65,92	86,75
8,20	3	0,759	1,32	1,74	65,81	86,75
8,40	3	0,757	1,31	1,74	65,69	86,75
8,60	3	0,756	1,31	1,74	65,58	86,75
8,80	4	0,755	1,75	2,31	87,30	115,67
9,00	9	0,753	3,74	4,96	186,91	248,06
9,20	8	0,752	3,32	4,41	165,88	220,50
9,40	4	0,751	1,66	2,20	82,81	110,25
9,60	16	0,700	6,17	8,82	308,68	441,00
9,80	60	0,549	18,15	33,07	907,60	1653,74
10,00	101	0,548	29,13	53,18	1456,47	2659,24



TERRENI INCOERENTI

Densità relativa

	Nspt	Prof. Strato (m)	Gibbs & Holtz 1957	Meyerhof 1957	Schultze & Menzenbach (1961)	Skempton 1986
Strato 1	2,23	1,20	11,22	35,4	51,42	13,06
Strato 2	11,97	2,00	39,84	74,91	58,82	37,18
Strato 3	4,05	4,60	14,64	38,46	50,3	18,26
Strato 4	8,78	5,20	25,25	51,62	54,29	30,23
Strato 5	3,76	8,80	7,68	30,61	47,45	17,45
Strato 6	7,28	9,40	15,59	39,24	51,26	26,66
Strato 7	36,53	10,00	46,85	85,58	59,48	69,52

Angolo di resistenza al taglio o angolo di attrito ϕ

	Nspt	Prof. Strato (m)	Peck-Hanson-Thornburn-Meyerhof 1956	Sowers (1961)	Malcev (1964)	Meyerhof (1965)	Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION)	Japanese National Railway	De Mello	Owasaki & Iwasaki
Strato 1	2,23	1,20	27,64	28,62	--	30,48	20,78	27,67	25,97	21,68
Strato 2	11,97	2,00	30,42	31,35	32,76	34,4	28,4	30,59	40,6	30,47
Strato 3	4,05	4,60	28,16	29,13	29,58	31,27	22,79	28,22	31,08	24
Strato 4	8,78	5,20	29,51	30,46	30,31	33,2	26,48	29,63	37,8	28,25
Strato 5	3,76	8,80	28,07	29,05	28,08	31,14	22,51	28,13	30,31	23,67
Strato 6	7,28	9,40	29,08	30,04	28,79	32,61	25,45	29,18	36,04	27,07
Strato 7	36,53	10,00	37,44	38,23	30,64	40,94	38,41	37,96	50	42,03

Modulo di Young (Mpa)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Schmertmann (1978) (Sabbie)
Strato 1	2,23	1,20	2,23	1,75
Strato 2	11,97	2,00	11,97	9,39
Strato 3	4,05	4,60	4,05	3,18
Strato 4	8,78	5,20	8,78	6,89
Strato 5	3,76	8,80	3,76	2,95
Strato 6	7,28	9,40	7,28	5,71
Strato 7	36,53	10,00	36,53	28,66

Modulo Edometrico (Mpa)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	Farrent 1963	Menzenbach e Malcev (Sabbia media)
Strato 1	2,23	1,20	3,14	1,55	4,70
Strato 2	11,97	2,00	5,10	8,33	8,96
Strato 3	4,05	4,60	3,51	2,82	5,50
Strato 4	8,78	5,20	4,46	6,11	7,57
Strato 5	3,76	8,80	3,45	2,62	5,37
Strato 6	7,28	9,40	4,16	5,07	6,91
Strato 7	36,53	10,00	10,05	25,43	19,70



Classificazione AGI

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Classificazione AGI
Strato 1	2,23	1,20	Classificazione A.G.I. 1977	SCIOLTO
Strato 2	11,97	2,00	Classificazione A.G.I. 1977	MODERAT. ADDENSATO
Strato 3	4,05	4,60	Classificazione A.G.I. 1977	POCO ADDENSATO
Strato 4	8,78	5,20	Classificazione A.G.I. 1977	POCO ADDENSATO
Strato 5	3,76	8,80	Classificazione A.G.I. 1977	SCIOLTO
Strato 6	7,28	9,40	Classificazione A.G.I. 1977	POCO ADDENSATO
Strato 7	36,53	10,00	Classificazione A.G.I. 1977	ADDENSATO

Peso unità di volume

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Gamma (KN/m ³)
Strato 1	2,23	1,20	Meyerhof ed altri	13,83
Strato 2	11,97	2,00	Meyerhof ed altri	17,55
Strato 3	4,05	4,60	Meyerhof ed altri	14,71
Strato 4	8,78	5,20	Meyerhof ed altri	16,57
Strato 5	3,76	8,80	Meyerhof ed altri	14,51
Strato 6	7,28	9,40	Meyerhof ed altri	15,98
Strato 7	36,53	10,00	Meyerhof ed altri	21,38

Modulo di Poisson

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Poisson
Strato 1	2,23	1,20	(A.G.I.)	0,35
Strato 2	11,97	2,00	(A.G.I.)	0,33
Strato 3	4,05	4,60	(A.G.I.)	0,35
Strato 4	8,78	5,20	(A.G.I.)	0,34
Strato 5	3,76	8,80	(A.G.I.)	0,35
Strato 6	7,28	9,40	(A.G.I.)	0,34
Strato 7	36,53	10,00	(A.G.I.)	0,28

Modulo di deformazione a taglio dinamico (Mpa)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Ohsaki (Sabbie pulite)	Robertson e Campanella (1983) e Imai & Tonouchi (1982)
Strato 1	2,23	1,20	13,55	20,01
Strato 2	11,97	2,00	65,74	55,87
Strato 3	4,05	4,60	23,74	28,81
Strato 4	8,78	5,20	49,13	46,23
Strato 5	3,76	8,80	22,14	27,53
Strato 6	7,28	9,40	41,19	41,23
Strato 7	36,53	10,00	187,64	110,46



PROVA ... Nr.5 – PIAZZA MUNICIPIO

Strumento utilizzato...DPSH (Dinamic Probing Super Heavy)

Prova eseguita in data 20/05/2010

Profondità prova 6,80 mt

Falda non rilevata

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Mpa)	Res. dinamica (Mpa)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (KPa)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (KPa)
0,20	2	0,855	1,63	1,91	81,45	95,30
0,40	1	0,851	0,81	0,95	40,54	47,65
0,60	1	0,847	0,81	0,95	40,36	47,65
0,80	1	0,843	0,80	0,95	40,18	47,65
1,00	1	0,840	0,74	0,88	37,02	44,08
1,20	2	0,836	1,47	1,76	73,73	88,16
1,40	2	0,833	1,47	1,76	73,43	88,16
1,60	1	0,830	0,73	0,88	36,57	44,08
1,80	1	0,826	0,73	0,88	36,42	44,08
2,00	1	0,823	0,68	0,82	33,76	41,01
2,20	1	0,820	0,67	0,82	33,63	41,01
2,40	1	0,817	0,67	0,82	33,51	41,01
2,60	1	0,814	0,67	0,82	33,39	41,01
2,80	1	0,811	0,67	0,82	33,27	41,01
3,00	1	0,809	0,62	0,77	31,00	38,34
3,20	1	0,806	0,62	0,77	30,90	38,34
3,40	1	0,803	0,62	0,77	30,80	38,34
3,60	2	0,801	1,23	1,53	61,41	76,67
3,80	1	0,798	0,61	0,77	30,61	38,34
4,00	3	0,796	1,72	2,16	85,95	107,98
4,20	4	0,794	2,29	2,88	114,27	143,97
4,40	5	0,791	2,85	3,60	142,43	179,96
4,60	6	0,789	3,41	4,32	170,44	215,95
4,80	4	0,787	2,27	2,88	113,32	143,97
5,00	5	0,785	2,66	3,39	133,13	169,59
5,20	5	0,783	2,66	3,39	132,79	169,59
5,40	4	0,781	2,12	2,71	105,96	135,67
5,60	2	0,779	1,06	1,36	52,85	67,83
5,80	2	0,777	1,05	1,36	52,73	67,83
6,00	2	0,775	0,99	1,28	49,74	64,14
6,20	8	0,774	3,97	5,13	198,50	256,55
6,40	28	0,672	12,07	17,96	603,42	897,92
6,60	53	0,570	19,39	33,99	969,40	1699,64
6,80	101	0,569	36,84	64,78	1842,13	3238,94



TERRENI INCOERENTI

Densità relativa

	Nspt	Prof. Strato (m)	Gibbs & Holtz 1957	Meyerhof 1957	Schultze & Menzenbach (1961)	Skempton 1986
Strato 1	1,2	1,00	2,32	26,25	48,12	9,97
Strato 2	3,01	1,40	14,71	39,17	52,67	15,33
Strato 3	1,2	3,60	0	22,52	43,02	9,97
Strato 4	4,12	5,40	13,45	36,98	49,84	18,45
Strato 5	3,01	6,00	6,7	29,68	47,44	15,33
Strato 6	19,16	6,80	38,92	72,01	57,42	49,97

Angolo di resistenza al taglio o angolo di attrito ϕ

	Nspt	Prof. Strato (m)	Peck-Hanson-Thornburn-Meyerhof 1956	Sowers (1961)	Malcev (1964)	Meyerhof (1965)	Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION)	Japanese National Railway	De Mello	Owasaki & Iwasaki
Strato 1	1,2	1,00	27,34	28,34	--	30,02	19,24	27,36	20,57	19,9
Strato 2	3,01	1,40	27,86	28,84	--	30,82	21,72	27,9	28,58	22,76
Strato 3	1,2	3,60	27,34	28,34	28,35	30,02	19,24	27,36	20,5	19,9
Strato 4	4,12	5,40	28,18	29,15	29,26	31,3	22,86	28,24	31,21	24,08
Strato 5	3,01	6,00	27,86	28,84	28,59	30,82	21,72	27,9	28,45	22,76
Strato 6	19,16	6,80	32,47	33,36	30,64	36,82	31,95	32,75	44,52	34,58

Modulo di Young (Mpa)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Schmertmann (1978) (Sabbie)
Strato 1	1,2	1,00	0,94
Strato 2	3,01	1,40	2,36
Strato 3	1,2	3,60	0,94
Strato 4	4,12	5,40	3,23
Strato 5	3,01	6,00	2,36
Strato 6	19,16	6,80	15,03

Modulo Edometrico (Mpa)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	Farrent 1963	Menzenbach e Malcev (Sabbia media)
Strato 1	1,2	1,00	1,2	2,94	0,84	4,25
Strato 2	3,01	1,40	3,01	3,30	2,10	5,04
Strato 3	1,2	3,60	1,2	2,94	0,84	4,25
Strato 4	4,12	5,40	4,12	3,52	2,87	5,53
Strato 5	3,01	6,00	3,01	3,30	2,10	5,04
Strato 6	19,16	6,80	19,16	6,55	13,34	12,11



Classificazione AGI

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Classificazione AGI
Strato 1	1,2	1,00	Classificazione A.G.I. 1977	SCIOLTO
Strato 2	3,01	1,40	Classificazione A.G.I. 1977	SCIOLTO
Strato 3	1,2	3,60	Classificazione A.G.I. 1977	SCIOLTO
Strato 4	4,12	5,40	Classificazione A.G.I. 1977	POCO ADDENSATO
Strato 5	3,01	6,00	Classificazione A.G.I. 1977	SCIOLTO
Strato 6	19,16	6,80	Classificazione A.G.I. 1977	MODERAT. ADDENSATO

Peso unità di volume

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Gamma (KN/m ³)
Strato 1	1,2	1,00	Meyerhof ed altri	13,34
Strato 2	3,01	1,40	Meyerhof ed altri	14,22
Strato 3	1,2	3,60	Meyerhof ed altri	13,34
Strato 4	4,12	5,40	Meyerhof ed altri	14,71
Strato 5	3,01	6,00	Meyerhof ed altri	14,22
Strato 6	19,16	6,80	Meyerhof ed altri	19,42

Modulo di Poisson

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Poisson
Strato 1	1,2	1,00	(A.G.I.)	0,35
Strato 2	3,01	1,40	(A.G.I.)	0,35
Strato 3	1,2	3,60	(A.G.I.)	0,35
Strato 4	4,12	5,40	(A.G.I.)	0,35
Strato 5	3,01	6,00	(A.G.I.)	0,35
Strato 6	19,16	6,80	(A.G.I.)	0,32

Modulo di deformazione a taglio dinamico (Mpa)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Ohsaki (Sabbie pulite)	Robertson e Campanella (1983) e Imai & Tonouchi (1982)
Strato 1	1,2	1,00	7,57	13,70
Strato 2	3,01	1,40	17,96	24,03
Strato 3	1,2	3,60	7,57	13,70
Strato 4	4,12	5,40	24,12	29,12
Strato 5	3,01	6,00	17,96	24,03
Strato 6	19,16	6,80	102,30	74,47



PROVA ... Nr.6 – VIA REGIO ABOLITO

Strumento utilizzato...DPSH (Dynamic Probing Super Heavy)

Prova eseguita in data 20/05/2010

Profondità prova 6,80 mt

Falda non rilevata

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Mpa)	Res. dinamica (Mpa)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (KPa)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (KPa)
0,20	1	0,855	0,81	0,95	40,72	47,65
0,40	1	0,851	0,81	0,95	40,54	47,65
0,60	1	0,847	0,81	0,95	40,36	47,65
0,80	4	0,843	3,21	3,81	160,74	190,60
1,00	8	0,840	5,92	7,05	296,13	352,64
1,20	11	0,836	8,11	9,70	405,49	484,88
1,40	3	0,833	2,20	2,64	110,14	132,24
1,60	3	0,830	2,19	2,64	109,70	132,24
1,80	3	0,826	2,19	2,64	109,27	132,24
2,00	3	0,823	2,03	2,46	101,27	123,02
2,20	2	0,820	1,35	1,64	67,26	82,02
2,40	3	0,817	2,01	2,46	100,53	123,02
2,60	3	0,814	2,00	2,46	100,17	123,02
2,80	7	0,811	4,66	5,74	232,92	287,06
3,00	6	0,809	3,72	4,60	186,01	230,02
3,20	7	0,806	4,33	5,37	216,30	268,36
3,40	4	0,803	2,46	3,07	123,20	153,35
3,60	3	0,801	1,84	2,30	92,11	115,01
3,80	2	0,798	1,22	1,53	61,22	76,67
4,00	4	0,796	2,29	2,88	114,60	143,97
4,20	8	0,794	4,57	5,76	228,53	287,93
4,40	9	0,791	5,13	6,48	256,37	323,93
4,60	8	0,789	4,54	5,76	227,25	287,93
4,80	7	0,787	3,97	5,04	198,30	251,94
5,00	3	0,785	1,60	2,04	79,88	101,75
5,20	3	0,783	1,59	2,04	79,67	101,75
5,40	4	0,781	2,12	2,71	105,96	135,67
5,60	4	0,779	2,11	2,71	105,70	135,67
5,80	2	0,777	1,05	1,36	52,73	67,83
6,00	2	0,775	0,99	1,28	49,74	64,14
6,20	4	0,774	1,98	2,57	99,25	128,27
6,40	26	0,672	11,21	16,68	560,32	833,79
6,60	51	0,570	18,66	32,71	932,82	1635,50
6,80	101	0,569	36,84	64,78	1842,13	3238,94



TERRENI INCOERENTI

Densità relativa

	Nspt	Prof. Strato (m)	Gibbs & Holtz 1957	Meyerhof 1957	Schultze & Menzenbach (1961)	Skempton 1986
Strato 1	1,5	0,60	5,93	29,87	51,39	10,89
Strato 2	7,22	1,20	31,42	61,87	57,87	26,51
Strato 3	3,78	2,60	16,61	41,16	51,91	17,51
Strato 4	9,32	3,20	30,89	60,07	56,15	31,47
Strato 5	3,64	4,00	12,37	35,84	50,15	17,12
Strato 6	10,96	4,80	30,55	59,2	55,71	35,07
Strato 7	3,47	6,20	8,4	31,4	48,25	16,64
Strato 8	42,34	6,80	56,56	100	61,3	74,22

Angolo di resistenza al taglio o angolo di attrito ϕ

	Nspt	Prof. Strato (m)	Peck-Hanson-Thornburn-Meyerhof	Sowers (1961)	Malcev (1964)	Meyerhof (1965)	Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION)	Japanese National Railway	De Mello	Owasaki & Iwasaki
Strato 1	1,5	0,60	27,43	28,42	--	30,15	19,74	27,45	22,52	20,48
Strato 2	7,22	1,20	29,06	30,02	--	32,58	25,41	29,17	36,22	27,02
Strato 3	3,78	2,60	28,08	29,06	30,73	31,15	22,53	28,13	30,54	23,69
Strato 4	9,32	3,20	29,66	30,61	31,43	33,41	26,82	29,8	38,38	28,65
Strato 5	3,64	4,00	28,04	29,02	29,74	31,09	22,39	28,09	30,17	23,53
Strato 6	10,96	4,80	30,13	31,07	30,75	34,03	27,82	30,29	39,74	29,81
Strato 7	3,47	6,20	27,99	28,97	28,72	31,02	22,21	28,04	29,69	23,33
Strato 8	42,34	6,80	39,1	39,86	31,69	41,78	40,2	39,7	51,41	44,1

Modulo di Young (Mpa)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Schmertmann (1978) (Sabbie)
Strato 1	1,5	0,60	1,18
Strato 2	7,22	1,20	5,66
Strato 3	3,78	2,60	2,97
Strato 4	9,32	3,20	7,31
Strato 5	3,64	4,00	2,86
Strato 6	10,96	4,80	8,60
Strato 7	3,47	6,20	2,72
Strato 8	42,34	6,80	33,22

Modulo Edometrico (Mpa)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	Farrent 1963	Menzenbach e Malcev (Sabbia media)
Strato 1	1,5	0,60	3,00	1,04	4,38
Strato 2	7,22	1,20	4,15	5,03	6,88
Strato 3	3,78	2,60	3,45	2,63	5,38
Strato 4	9,32	3,20	4,57	6,49	7,80
Strato 5	3,64	4,00	3,43	2,53	5,32
Strato 6	10,96	4,80	4,90	7,63	8,52
Strato 7	3,47	6,20	3,39	2,42	5,24
Strato 8	42,34	6,80	11,22	29,48	22,25



Classificazione AGI

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Classificazione AGI
Strato 1	1,5	0,60	Classificazione A.G.I. 1977	SCIOLTO
Strato 2	7,22	1,20	Classificazione A.G.I. 1977	POCO ADDENSATO
Strato 3	3,78	2,60	Classificazione A.G.I. 1977	SCIOLTO
Strato 4	9,32	3,20	Classificazione A.G.I. 1977	POCO ADDENSATO
Strato 5	3,64	4,00	Classificazione A.G.I. 1977	SCIOLTO
Strato 6	10,96	4,80	Classificazione A.G.I. 1977	MODERAT. ADDENSATO
Strato 7	3,47	6,20	Classificazione A.G.I. 1977	SCIOLTO
Strato 8	42,34	6,80	Classificazione A.G.I. 1977	ADDENSATO

Peso unità di volume

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Gamma (KN/m ³)
Strato 1	1,5	0,60	Meyerhof ed altri	13,53
Strato 2	7,22	1,20	Meyerhof ed altri	15,98
Strato 3	3,78	2,60	Meyerhof ed altri	14,51
Strato 4	9,32	3,20	Meyerhof ed altri	16,77
Strato 5	3,64	4,00	Meyerhof ed altri	14,51
Strato 6	10,96	4,80	Meyerhof ed altri	17,26
Strato 7	3,47	6,20	Meyerhof ed altri	14,42
Strato 8	42,34	6,80	Meyerhof ed altri	21,67

Modulo di Poisson

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Poisson
Strato 1	1,5	0,60	(A.G.I.)	0,35
Strato 2	7,22	1,20	(A.G.I.)	0,34
Strato 3	3,78	2,60	(A.G.I.)	0,35
Strato 4	9,32	3,20	(A.G.I.)	0,34
Strato 5	3,64	4,00	(A.G.I.)	0,35
Strato 6	10,96	4,80	(A.G.I.)	0,33
Strato 7	3,47	6,20	(A.G.I.)	0,35
Strato 8	42,34	6,80	(A.G.I.)	0,27

Modulo di deformazione a taglio dinamico (Mpa)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Ohsaki (Sabbie pulite)	Robertson e Campanella (1983) e Imai & Tonouchi (1982)
Strato 1	1,5	0,60	9,33	15,70
Strato 2	7,22	1,20	40,88	41,02
Strato 3	3,78	2,60	22,25	27,62
Strato 4	9,32	3,20	51,96	47,94
Strato 5	3,64	4,00	21,47	26,99
Strato 6	10,96	4,80	60,51	52,94
Strato 7	3,47	6,20	20,53	26,22
Strato 8	42,34	6,80	215,57	120,89



PROVA ... Nr.7 – GALLO - PIAZZETTA A. CRISPO

Strumento utilizzato...DPSH (Dinamic Probing Super Heavy)

Prova eseguita in data

20/05/2010

Profondità prova

8,40 mt

Falda non rilevata

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Mpa)	Res. dinamica (Mpa)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (KPa)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (KPa)
0,20	2	0,855	1,63	1,91	81,45	95,30
0,40	1	0,851	0,81	0,95	40,54	47,65
0,60	2	0,847	1,61	1,91	80,72	95,30
0,80	7	0,843	5,63	6,67	281,29	333,55
1,00	19	0,790	13,23	16,75	661,44	837,52
1,20	17	0,786	11,78	14,99	589,20	749,36
1,40	17	0,783	11,73	14,99	586,65	749,36
1,60	10	0,830	7,31	8,82	365,67	440,80
1,80	2	0,826	1,46	1,76	72,85	88,16
2,00	2	0,823	1,35	1,64	67,51	82,02
2,20	2	0,820	1,35	1,64	67,26	82,02
2,40	2	0,817	1,34	1,64	67,02	82,02
2,60	4	0,814	2,67	3,28	133,56	164,03
2,80	8	0,811	5,32	6,56	266,20	328,07
3,00	11	0,809	6,82	8,43	341,02	421,70
3,20	12	0,806	7,42	9,20	370,79	460,04
3,40	6	0,803	3,70	4,60	184,80	230,02
3,60	3	0,801	1,84	2,30	92,11	115,01
3,80	4	0,798	2,45	3,07	122,43	153,35
4,00	2	0,796	1,15	1,44	57,30	71,98
4,20	2	0,794	1,14	1,44	57,13	71,98
4,40	8	0,791	4,56	5,76	227,88	287,93
4,60	4	0,789	2,27	2,88	113,62	143,97
4,80	3	0,787	1,70	2,16	84,99	107,98
5,00	11	0,785	5,86	7,46	292,88	373,09
5,20	8	0,783	4,25	5,43	212,46	271,34
5,40	8	0,781	4,24	5,43	211,93	271,34
5,60	7	0,779	3,70	4,75	184,98	237,42
5,80	7	0,777	3,69	4,75	184,54	237,42
6,00	4	0,775	1,99	2,57	99,47	128,27
6,20	2	0,774	0,99	1,28	49,62	64,14
6,40	4	0,772	1,98	2,57	99,03	128,27
6,60	3	0,770	1,48	1,92	74,11	96,21
6,80	2	0,769	0,99	1,28	49,31	64,14
7,00	2	0,767	0,93	1,22	46,66	60,82
7,20	3	0,766	1,40	1,82	69,85	91,23
7,40	1	0,764	0,46	0,61	23,24	30,41
7,60	2	0,763	0,93	1,22	46,39	60,82
7,80	6	0,761	2,78	3,65	138,91	182,47
8,00	33	0,610	11,64	19,09	582,01	954,26
8,20	52	0,559	16,80	30,07	839,90	1503,68
8,40	101	0,557	32,55	58,41	1627,52	2920,60

geologo Dr. Pier Paolo Ferraro

Via S. Benedetto 80030, n. 56 – Comiziano (NA)

Tel . 3339658798 – fax (39) 1786076962 – P.E.C. pierpaoloferraro@epap.sicurezza postale.it



TERRENI INCOERENTI

Densità relativa

	Nspt	Prof. Strato (m)	Gibbs & Holtz 1957	Meyerhof 1957	Schultze & Menzenbach (1961)	Skempton 1986
Strato 1	1,8	0,60	8,64	32,71	52,51	11,79
Strato 2	14,06	1,60	44,94	84,14	60,22	41,28
Strato 3	3,01	2,40	12,23	35,96	50,81	15,33
Strato 4	7,84	3,40	27,03	54,43	55,07	28,02
Strato 5	2,89	4,20	8,12	31,23	48,54	14,99
Strato 6	6,99	5,80	20,57	45,42	52,69	25,95
Strato 7	2,3	7,80	0,72	23,97	44,55	13,27
Strato 8	50,16	8,40	57,44	100	61,53	80,5

Angolo di resistenza al taglio

	Nspt	Prof. Strato (m)	Peck-Hanson-Thornburn-Meyerhof 1956	Sowers (1961)	Malcev (1964)	Meyerhof (1965)	Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION)	Japanese National Railway	De Mello	Owasaki & Iwasaki
Strato 1	1,8	0,60	27,51	28,5	--	30,29	20,2	27,54	24,12	21
Strato 2	14,06	1,60	31,02	31,94	--	35,15	29,52	31,22	42,02	31,77
Strato 3	3,01	2,40	27,86	28,84	30,58	30,82	21,72	27,9	28,55	22,76
Strato 4	7,84	3,40	29,24	30,2	31,1	32,83	25,84	29,35	36,87	27,52
Strato 5	2,89	4,20	27,83	28,81	29,32	30,77	21,58	27,87	28,15	22,6
Strato 6	6,99	5,80	29	29,96	29,79	32,49	25,24	29,1	35,8	26,82
Strato 7	2,3	7,80	27,66	28,64	27,63	30,51	20,87	27,69	26,06	21,78
Strato 8	50,16	8,40	41,33	42,04	31,47	42,48	42,43	42,05	52,82	46,67

Modulo di Young (Mpa)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Schmertmann (1978) (Sabbie)
Strato 1	1,8	0,60	1,8	1,41
Strato 2	14,06	1,60	14,06	11,03
Strato 3	3,01	2,40	3,01	2,36
Strato 4	7,84	3,40	7,84	6,15
Strato 5	2,89	4,20	2,89	2,27
Strato 6	6,99	5,80	6,99	5,48
Strato 7	2,3	7,80	2,3	1,80
Strato 8	50,16	8,40	50,16	39,35

Modulo Edometrico (Mpa)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	Farrent 1963	Menzenbach e Malcev
Strato 1	1,8	0,60	3,06	1,25	4,51
Strato 2	14,06	1,60	5,53	9,79	9,88
Strato 3	3,01	2,40	3,30	2,10	5,04
Strato 4	7,84	3,40	4,27	5,46	7,16
Strato 5	2,89	4,20	3,28	2,01	4,99
Strato 6	6,99	5,80	4,10	4,87	6,78
Strato 7	2,3	7,80	3,16	1,60	4,73
Strato 8	50,16	8,40	12,80	34,93	25,66



Classificazione AGI

	Nspt	Prof. Strato (m)	Classificazione AGI
Strato 1	1,8	0,60	SCIOLTO
Strato 2	14,06	1,60	MODERATAMEN. ADDENSATO
Strato 3	3,01	2,40	SCIOLTO
Strato 4	7,84	3,40	POCO ADDENSATO
Strato 5	2,89	4,20	SCIOLTO
Strato 6	6,99	5,80	POCO ADDENSATO
Strato 7	2,3	7,80	SCIOLTO
Strato 8	50,16	8,40	MOLTO ADDENSATO

Peso unità di volume

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Gamma (KN/m ³)
Strato 1	1,8	0,60	Meyerhof ed altri	13,63
Strato 2	14,06	1,60	Meyerhof ed altri	18,14
Strato 3	3,01	2,40	Meyerhof ed altri	14,22
Strato 4	7,84	3,40	Meyerhof ed altri	16,18
Strato 5	2,89	4,20	Meyerhof ed altri	14,12
Strato 6	6,99	5,80	Meyerhof ed altri	15,89
Strato 7	2,3	7,80	Meyerhof ed altri	13,93
Strato 8	50,16	8,40	Meyerhof ed altri	21,97

Modulo di Poisson

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Poisson
Strato 1	1,8	0,60	(A.G.I.)	0,35
Strato 2	14,06	1,60	(A.G.I.)	0,33
Strato 3	3,01	2,40	(A.G.I.)	0,35
Strato 4	7,84	3,40	(A.G.I.)	0,34
Strato 5	2,89	4,20	(A.G.I.)	0,35
Strato 6	6,99	5,80	(A.G.I.)	0,34
Strato 7	2,3	7,80	(A.G.I.)	0,35
Strato 8	50,16	8,40	(A.G.I.)	0,25

Modulo di deformazione a taglio dinamico (Mpa)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Ohsaki (Sabbie pulite)	Robertson e Campanella (1983) e Imai & Tonouchi (1982)
Strato 1	1,8	0,60	11,08	17,55
Strato 2	14,06	1,60	76,48	61,64
Strato 3	3,01	2,40	17,96	24,03
Strato 4	7,84	3,40	44,17	43,14
Strato 5	2,89	4,20	17,29	23,44
Strato 6	6,99	5,80	39,65	40,22
Strato 7	2,3	7,80	13,95	20,39
Strato 8	50,16	8,40	252,80	134,08



PROVA ... Nr.8 – MASSERIA MONACELLO

Strumento utilizzato...DPSH (Dinamic Probing Super Heavy)

Prova eseguita in data 20/05/2010

Profondità prova 5,40 mt

Falda non rilevata

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Mpa)	Res. dinamica (Mpa)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (KPa)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (KPa)
0,20	2	0,855	1,63	1,91	81,45	95,30
0,40	1	0,851	0,81	0,95	40,54	47,65
0,60	1	0,847	0,81	0,95	40,36	47,65
0,80	1	0,843	0,80	0,95	40,18	47,65
1,00	1	0,840	0,74	0,88	37,02	44,08
1,20	1	0,836	0,74	0,88	36,86	44,08
1,40	1	0,833	0,73	0,88	36,71	44,08
1,60	1	0,830	0,73	0,88	36,57	44,08
1,80	1	0,826	0,73	0,88	36,42	44,08
2,00	2	0,823	1,35	1,64	67,51	82,02
2,20	2	0,820	1,35	1,64	67,26	82,02
2,40	1	0,817	0,67	0,82	33,51	41,01
2,60	1	0,814	0,67	0,82	33,39	41,01
2,80	2	0,811	1,33	1,64	66,55	82,02
3,00	5	0,809	3,10	3,83	155,01	191,68
3,20	5	0,806	3,09	3,83	154,50	191,68
3,40	5	0,803	3,08	3,83	154,00	191,68
3,60	6	0,801	3,68	4,60	184,22	230,02
3,80	2	0,798	1,22	1,53	61,22	76,67
4,00	3	0,796	1,72	2,16	85,95	107,98
4,20	5	0,794	2,86	3,60	142,83	179,96
4,40	2	0,791	1,14	1,44	56,97	71,98
4,60	2	0,789	1,14	1,44	56,81	71,98
4,80	4	0,787	2,27	2,88	113,32	143,97
5,00	13	0,735	6,48	8,82	324,09	440,92
5,20	51	0,583	20,17	34,60	1008,47	1729,77
5,40	101	0,581	39,81	68,51	1990,44	3425,63



TERRENI INCOERENTI

Densità relativa

	Nspt	Prof. Strato (m)	Gibbs & Holtz 1957	Meyerhof 1957	Schultze & Menzenbach (1961)	Skempton 1986
Strato 1	1,2	1,80	1,51	25,37	45,85	9,97
Strato 2	3,01	2,20	12,99	36,92	51,11	15,33
Strato 3	1,29	2,80	0	23,34	44,58	10,25
Strato 4	7,25	3,60	25,78	52,72	54,47	26,59
Strato 5	2,78	4,80	7,59	30,69	47,77	14,67
Strato 6	28,52	5,40	50,76	93,08	60,04	61,97

Angolo di resistenza al taglio o angolo di attrito ϕ

	Nspt	Prof. Strato (m)	Peck-Hanson-Thornburn-Meyerhof 1956	Sowers (1961)	Malcev (1964)	Meyerhof (1965)	Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION)	Japanese National Railway	De Mello	Owasaki & Iwasaki
Strato 1	1,2	1,80	27,34	28,34	0	30,02	19,24	27,36	20,55	19,9
Strato 2	3,01	2,20	27,86	28,84	30,77	30,82	21,72	27,9	28,56	22,76
Strato 3	1,29	2,80	27,37	28,36	29	30,06	19,4	27,39	21,15	20,08
Strato 4	7,25	3,60	29,07	30,03	30,87	32,59	25,43	29,17	36,18	27,04
Strato 5	2,78	4,80	27,79	28,78	28,96	30,72	21,46	27,83	27,79	22,46
Strato 6	28,52	5,40	35,15	35,99	31,64	39,34	35,68	35,56	48,03	38,88

Modulo di Young (Mpa)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Schmertmann (1978) (Sabbie)
Strato 1	1,2	1,80	0,94
Strato 2	3,01	2,20	2,36
Strato 3	1,29	2,80	1,01
Strato 4	7,25	3,60	5,69
Strato 5	2,78	4,80	2,18
Strato 6	28,52	5,40	22,37

Modulo Edometrico (Mpa)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	Farrent 1963	Menzenbach e Malcev (Sabbia media)
Strato 1	1,2	1,80	1,2	2,94	0,84	4,25
Strato 2	3,01	2,20	3,01	3,30	2,10	5,04
Strato 3	1,29	2,80	1,29	2,95	0,90	4,29
Strato 4	7,25	3,60	7,25	4,15	5,05	6,90
Strato 5	2,78	4,80	2,78	3,25	1,94	4,94
Strato 6	28,52	5,40	28,52	8,44	19,86	16,20



Classificazione AGI

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Classificazione AGI
Strato 1	1,2	1,80	Classificazione A.G.I. 1977	SCIOLTO
Strato 2	3,01	2,20	Classificazione A.G.I. 1977	SCIOLTO
Strato 3	1,29	2,80	Classificazione A.G.I. 1977	SCIOLTO
Strato 4	7,25	3,60	Classificazione A.G.I. 1977	POCO ADDENSATO
Strato 5	2,78	4,80	Classificazione A.G.I. 1977	SCIOLTO
Strato 6	28,52	5,40	Classificazione A.G.I. 1977	MOD. ADDENSATO

Peso unità di volume

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Gamma (KN/m ³)
Strato 1	1,2	1,80	Meyerhof ed altri	13,34
Strato 2	3,01	2,20	Meyerhof ed altri	14,22
Strato 3	1,29	2,80	Meyerhof ed altri	13,44
Strato 4	7,25	3,60	Meyerhof ed altri	15,98
Strato 5	2,78	4,80	Meyerhof ed altri	14,12
Strato 6	28,52	5,40	Meyerhof ed altri	20,79

Modulo di Poisson

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Poisson
Strato 1	1,2	1,80	(A.G.I.)	0,35
Strato 2	3,01	2,20	(A.G.I.)	0,35
Strato 3	1,29	2,80	(A.G.I.)	0,35
Strato 4	7,25	3,60	(A.G.I.)	0,34
Strato 5	2,78	4,80	(A.G.I.)	0,35
Strato 6	28,52	5,40	(A.G.I.)	0,3

Modulo di deformazione a taglio dinamico (Mpa)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Ohsaki (Sabbie pulite)	Robertson e Campanella (1983) e Imai & Tonouchi (1982)
Strato 1	1,2	1,80	7,57	13,70
Strato 2	3,01	2,20	17,96	24,03
Strato 3	1,29	2,80	8,10	14,32
Strato 4	7,25	3,60	41,03	41,12
Strato 5	2,78	4,80	16,67	22,89
Strato 6	28,52	5,40	148,69	94,96



**ELABORAZIONI GEOTECNICHE DALLE PROVE PENETROMETRICHE
DINAMICHE S.P.T. (STANDARD PENETRATION TEST)**

CAROTAGGIO SO. GEO Nr.1 – PALESTRA COMUNALE

Strumento utilizzato... PROVE SPT IN FORO
Prova eseguita in data 19/05/2010
Falda non rilevata

Profondità (m)	Nr. Colpi
3,15	7
3,30	10
3,45	18
5,65	11
5,80	50
5,95	50
15,15	14
15,30	50
15,45	50

TERRENI INCOERENTI

Densità relativa

	Nspt	Prof. Strato (m)	Gibbs & Holtz 1957	Meyerhof 1957	Schultze & Menzenbach (1961)	Skempton 1986
Strato 1	27,916	3,45	57,57	100	61,2	61,32
Strato 2	99,7	5,95	80,64	100	65,46	100
Strato 3	99,7	15,45	62,08	100	62,98	100

Angolo di resistenza al taglio o angolo di attrito ϕ

	Nspt	Prof. Strato (m)	Peck-Hanson-Thornburn-Meyerhof 1956	Sowers (1961)	Malcev (1964)	Meyerhof (1965)	Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION)	Japanese National Railway	De Mello	Owasaki & Iwasaki
Strato 1	27,916	3,45	34,98	35,82	32,59	39,19	35,46	35,37	47,93	38,63
Strato 2	99,7	5,95	55,49	55,92	33,1	35,57	53,67	56,91	58,89	59,65
Strato 3	99,7	15,45	55,49	55,92	31,03	35,57	53,67	56,91	58,44	59,65



Modulo di Young (Mpa)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Schmertmann (1978) (Sabbie)
Strato 1	27,916	3,45	21,90
Strato 2	99,7	5,95	78,22
Strato 3	99,7	15,45	78,22

Modulo Edometrico (Mpa)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	Farrent 1963	Menzenbach e Malcev (Sabbia media)
Strato 1	27,916	3,45	8,32	19,44	15,94
Strato 2	99,7	5,95	22,78	69,42	47,33
Strato 3	99,7	15,45	22,78	69,42	47,33

Classificazione AGI

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Classificazione AGI
Strato 1	27,916	3,45	Classificazione A.G.I. 1977	MODERATAM. ADDENSATO
Strato 2	99,7	5,95	Classificazione A.G.I. 1977	MOLTO ADDENSATO
Strato 3	99,7	15,45	Classificazione A.G.I. 1977	MOLTO ADDENSATO

Modulo di Poisson

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Poisson
Strato 1	27,916	3,45	(A.G.I.)	0,3
Strato 2	99,7	5,95	(A.G.I.)	0,15
Strato 3	99,7	15,45	(A.G.I.)	0,15

Modulo di deformazione a taglio dinamico (Mpa)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Ohsaki (Sabbie pulite)	Robertson e Campanella (1983) e Imai & Tonouchi (1982)
Strato 1	27,916	3,45	145,73	93,72
Strato 2	99,7	5,95	482,18	204,00
Strato 3	99,7	15,45	482,18	204,00



CAROTAGGIO SO. GEO Nr.2 – CONTRADA CESINA

Strumento utilizzato... PROVE SPT IN FORO
Prova eseguita in data 24/05/2010
Falda non rilevata

Profondità (m)	Nr. Colpi
2,65	3
2,80	3
2,95	5
6,65	8
6,80	7
6,95	9
16,15	50
16,30	50
16,45	50

TERRENI INCOERENTI

Densità relativa

	Nspt	Prof. Strato (m)	Gibbs & Holtz 1957	Meyerhof 1957	Schultze & Menzenbach (1961)	Skempton 1986
Strato 1	7,976	2,95	32,2	62,8	56,37	28,34
Strato 2	15,952	6,95	38,96	72,36	57,62	44,71
Strato 3	99,7	16,45	73,24	100	64,53	100

Angolo di resistenza al taglio o angolo di attrito ϕ

	Nspt	Prof. Strato (m)	Peck-Hanson-Thornburn-Meyerhof 1956	Sowers (1961)	Malcev (1964)	Meyerhof (1965)	Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION)	Japanese National Railway	De Mello	Owasaki & Iwasaki
Strato 1	7,976	2,95	29,28	30,23	31,95	32,88	25,94	29,39	37,05	27,63
Strato 2	15,952	6,95	31,56	32,47	31,21	35,79	30,47	31,79	43,01	32,86
Strato 3	99,7	16,45	55,49	55,92	32,31	35,57	53,67	56,91	58,77	59,65



Modulo di Young (Mpa)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Schmertmann (1978) (Sabbie)
Strato 1	7,976	2,95	6,26
Strato 2	15,952	6,95	12,52
Strato 3	99,7	16,45	78,22

Modulo Edometrico (Mpa)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	Farrent 1963	Menzenbach e Malcev (Sabbia media)
Strato 1	7,976	2,95	4,30	5,55	7,21
Strato 2	15,952	6,95	5,91	11,11	10,70
Strato 3	99,7	16,45	22,78	69,42	47,33

Classificazione AGI

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Classificazione AGI
Strato 1	7,976	2,95	Classificazione A.G.I. 1977	POCO ADDENSATO
Strato 2	15,952	6,95	Classificazione A.G.I. 1977	MODERATAM.ADDENSATO
Strato 3	99,7	16,45	Classificazione A.G.I. 1977	MOLTO ADDENSATO

Modulo di Poisson

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Poisson
Strato 1	7,976	2,95	(A.G.I.)	0,34
Strato 2	15,952	6,95	(A.G.I.)	0,32
Strato 3	99,7	16,45	(A.G.I.)	0,15

Modulo di deformazione a taglio dinamico (Mpa)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Ohsaki (Sabbie pulite)	Robertson e Campanella (1983) e Imai & Tonouchi (1982)
Strato 1	7,976	2,95	44,89	43,59
Strato 2	15,952	6,95	86,12	66,58
Strato 3	99,7	16,45	482,18	204,00



CAROTAGGIO SO. GEO Nr.3 – VIA CAPOCASALE

Strumento utilizzato... PROVE SPT IN FORO
Prova eseguita in data 27/05/2010
Falda non rilevata

Profondità (m)	Nr. Colpi
2,65	11
2,80	4
2,95	3
4,65	8
4,80	4
4,95	4
15,15	50
15,30	50
15,45	50

TERRENI INCOERENTI

Densità relativa

	Nspt	Prof. Strato (m)	Gibbs & Holtz 1957	Meyerhof 1957	Schultze & Menzenbach (1961)	Skempton 1986
Strato 1	6,979	2,95	29,51	58,75	55,61	25,92
Strato 2	7,976	4,95	26,66	53,84	54,73	28,34
Strato 3	99,7	15,45	76,01	100	64,69	100

Angolo di resistenza al taglio o angolo di attrito ϕ

	Nspt	Prof. Strato (m)	Peck-Hanson-Thornburn-Meyerhof 1956	Sowers (1961)	Malcev (1964)	Meyerhof (1965)	Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATI ON)	Japanese National Railway	De Mello	Owasaki & Iwasaki
Strato 1	6,979	2,95	28,99	29,95	31,73	32,49	25,23	29,09	35,89	26,81
Strato 2	7,976	4,95	29,28	30,23	30,83	32,88	25,94	29,39	37,01	27,63
Strato 3	99,7	15,45	55,49	55,92	32,45	35,57	53,67	56,91	58,8	59,65



Modulo di Young (Mpa)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Schmertmann (1978) (Sabbie)
Strato 1	6,979	2,95	5,48
Strato 2	7,976	4,95	6,26
Strato 3	99,7	15,45	78,22

Modulo Edometrico (Mpa)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	Farrent 1963	Menzenbach e Malcev (Sabbia media)
Strato 1	6,979	2,95	4,10	4,86	6,78
Strato 2	7,976	4,95	4,30	5,55	7,21
Strato 3	99,7	15,45	22,78	69,42	47,33

Classificazione AGI

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Classificazione AGI
Strato 1	6,979	2,95	Classificazione A.G.I. 1977	POCO ADDENSATO
Strato 2	7,976	4,95	Classificazione A.G.I. 1977	POCO ADDENSATO
Strato 3	99,7	15,45	Classificazione A.G.I. 1977	MOLTO ADDENSATO

Modulo di Poisson

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Poisson
Strato 1	6,979	2,95	(A.G.I.)	0,34
Strato 2	7,976	4,95	(A.G.I.)	0,34
Strato 3	99,7	15,45	(A.G.I.)	0,15

Modulo di deformazione a taglio dinamico (Mpa)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Ohsaki (Sabbie pulite)	Robertson e Campanella (1983) e Imai & Tonouchi (1982)
Strato 1	6,979	2,95	39,59	40,18
Strato 2	7,976	4,95	44,89	43,59
Strato 3	99,7	15,45	482,18	204,00



ELABORAZIONI GEOTECNICHE RICAVATE DALLE PROVE DI LABORATORIO GEOTECNICO

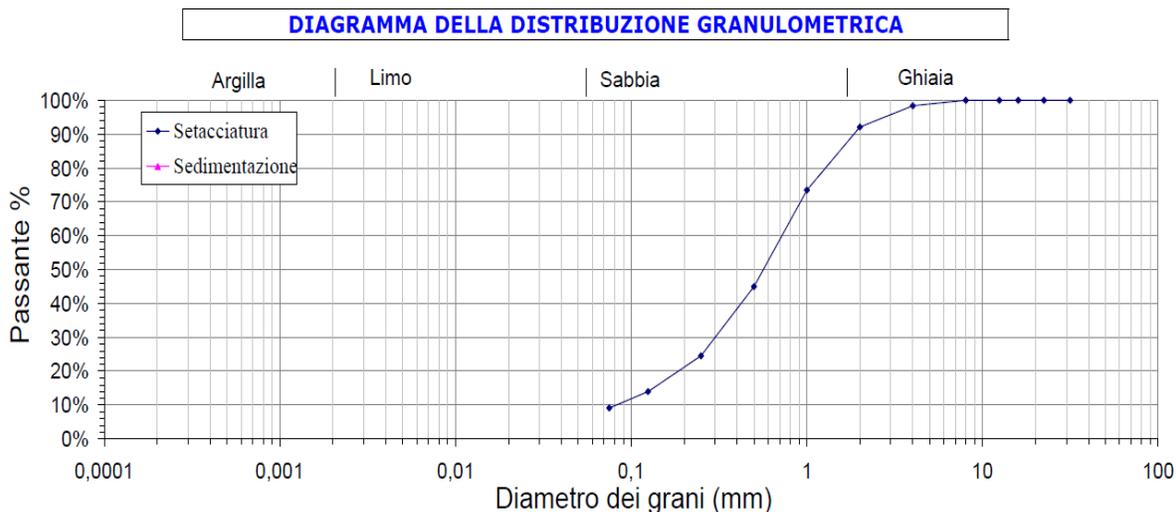
La caratterizzazione geotecnica dei terreni si avvalsa dell'ausilio di prove di laboratorio (con Certificazione Ministeriale) eseguite sui campioni indisturbati estratti nei sondaggi geognostici. I materiali nell'area sono tutti ascrivibili alla formazione terrigena quaternaria, ampiamente descritta in geologia. I litotipi, descritti come terreni di origine vulcanica e alluvionale, sono costituiti da granuli o frammenti pomicei, di colore grigio o bruno, con dimensioni variabili da meno di un mm a 3÷8 cm. Essi, dal punto di vista geomeccanico, hanno un comportamento assimilabile e a quello dei sedimenti sciolti, incoerenti, a grana medio-grossa, che possono essere classificati in funzione della granulometria, del peso di volume (secco e saturo), del contenuto d'acqua, della porosità, del grado di saturazione e dell'angolo d'attrito interno. Il pacco di materiali presenti al tetto di tale complesso è rappresentato da sedimenti a granulometria variabile, dalle sabbie ai limi, con inclusioni di ghiaie piroclastiche (pomici, lapilli) variamente frammisti, a consistenza sciolta o poco addensata.

I principali parametri geotecnici individuati possono essere così riassunti:

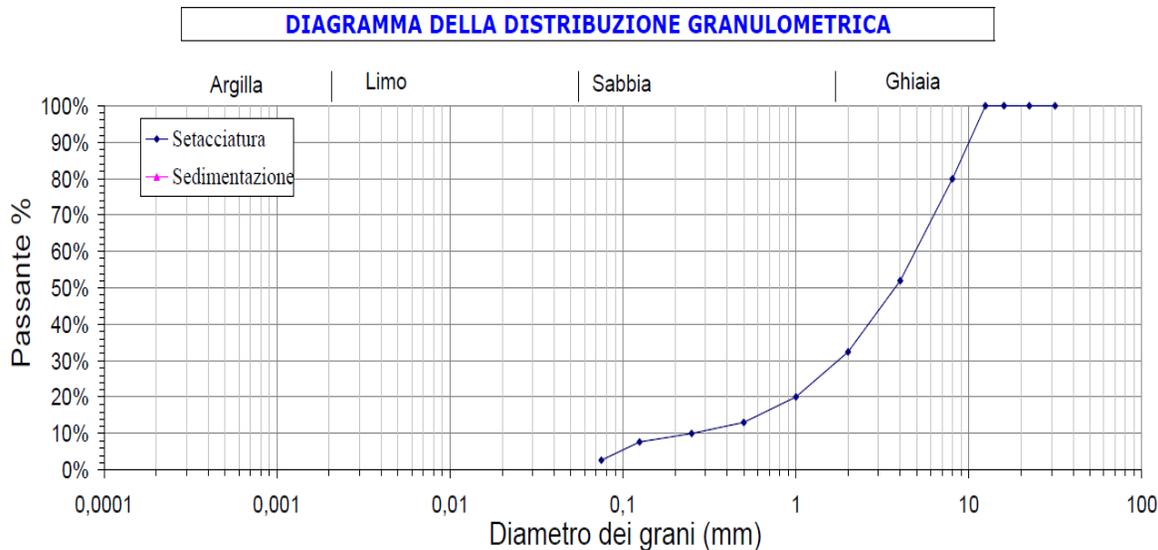
campione	S1C1	S1C2	S2C1	S2C2	S3C1	S3C2	media
profondità	2,5-3,0 m	5,0-5,5 m	2,0-2,5 m	6,0-6,5 m	2,0-2,5 m	4,0-4,5 m	
litologia	piroclastiti	pomici	piroclastiti	piroclastiti	piroclastiti	pomici	
γ peso di volume naturale del terreno	14,50 kN/m ³	15,08 kN/m ³	16,17 kN/m ³	18,35 kN/m ³	16,94 kN/m ³	9,48 kN/m ³	15,09 kN/m ³
G peso specifico dei granuli del terreno	24,85 kN/m ³	-	25,12 kN/m ³	24,91 kN/m ³	25,16 kN/m ³	-	25,01 kN/m ³
γ_d peso di volume secco	11,96 kN/m ³	-	13,33 kN/m ³	14,31 kN/m ³	13,92 kN/m ³	-	13,38 kN/m ³
γ_{sat} peso di volume saturo	17,04 kN/m ³	-	17,93 kN/m ³	18,48 kN/m ³	18,29 kN/m ³	-	17,94 kN/m ³
γ' peso di volume sommerso	7,18 kN/m ³	-	8,00 kN/m ³	8,59 kN/m ³	8,35 kN/m ³	-	8,03 kN/m ³
e indice dei pori (indice dei vuoti)	1,07	-	0,88	0,74	0,80	-	1,07
w volume naturale d'acqua	15%	41%	22%	27%	24%	30%	27%
S grado di saturazione	35%	-	64%	93%	77%	-	67%
n porosità	0,52	-	0,47	0,43	0,45	-	47%
angolo di attrito (°)	29,9÷38,9	29,8÷39,8	26,7÷35,6	29,5÷39,3	26,5÷35,2	32,2÷42,9	
coesione	0÷2 kN/m ²	0÷4 kN/m ²	0÷8 kN/m ²	0÷6 kN/m ²	0÷1 kN/m ²	0÷2 kN/m ²	
classificazione AGI	sabbia ghiaiosa debolm. Limosa	ghiaia con sabbia	sabbia con ghiaia deb. limosa	sabbia ghiaiosa limosa	sabbia ghiaiosa limosa	ghiaia sabbiosa	



Le analisi granulometriche eseguite sia per setacciatura che per sedimentazione hanno confermato una buona cassazione dei terreni. Le prove di laboratorio hanno fatto registrare i seguenti parametri:

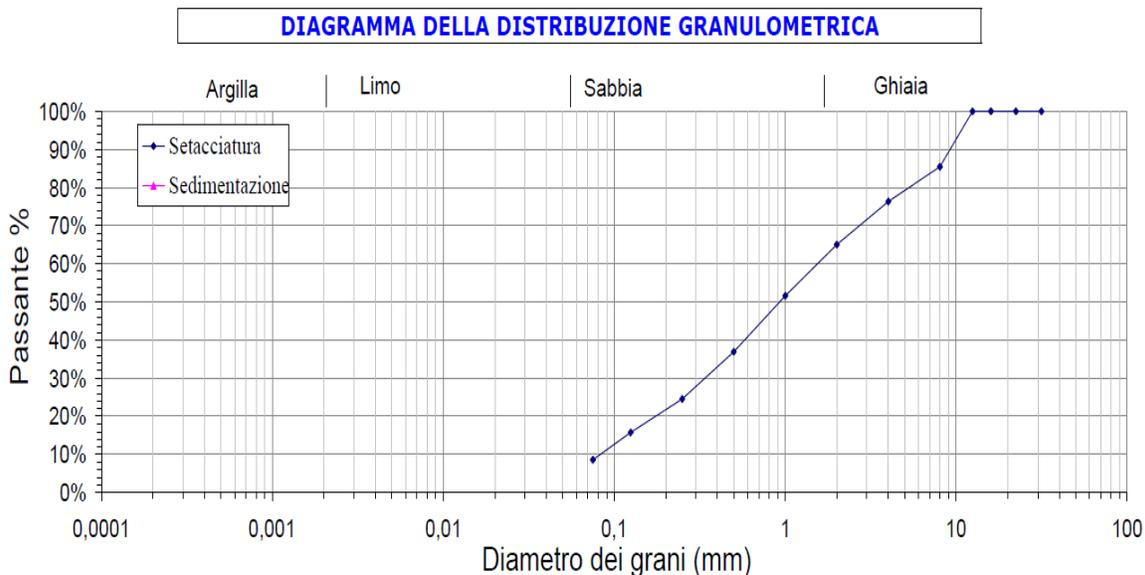


Campione S1C1 riconosciuto come una vulcanoclastite arenitica pomicea.
Classificazione A.G.I.: sabbia ghiaiosa debolmente limosa. $d_{10} = 0,08 - d_{60} = 0,7 - U = 8,75$

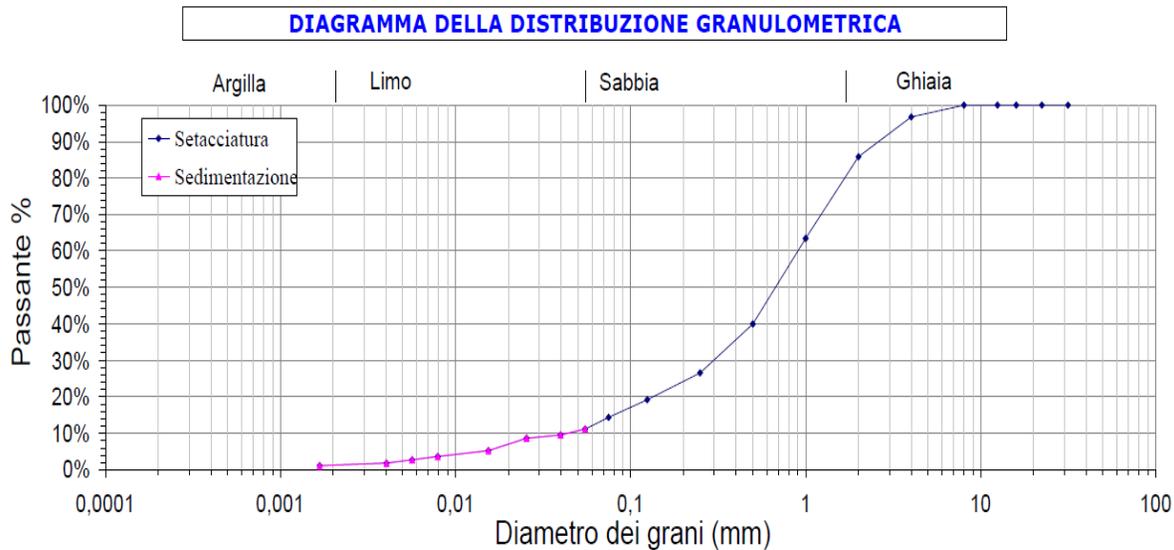


Campione S1C2 riconosciuto come delle pomici in matrice arenitica.
Classificazione A.G.I.: Ghiaia con sabbia. $d_{10} = 0,25 - d_{60} = 5,8 - U = 23,2$

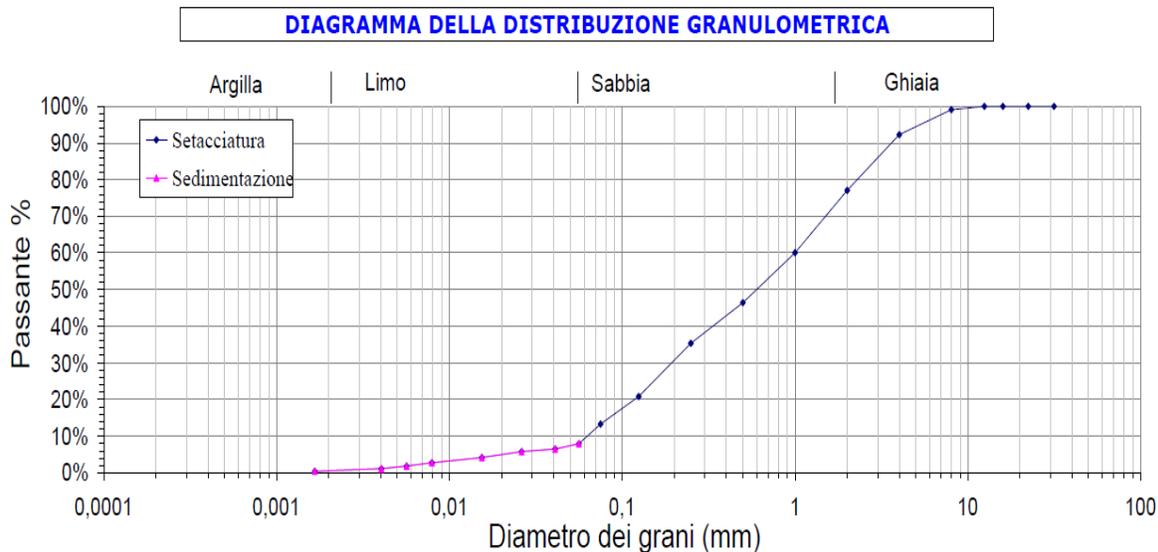
(d_{10} = diametro al 10%; d_{60} diametro al 60%; U = coeff. Uniformità = d_{60}/d_{10})



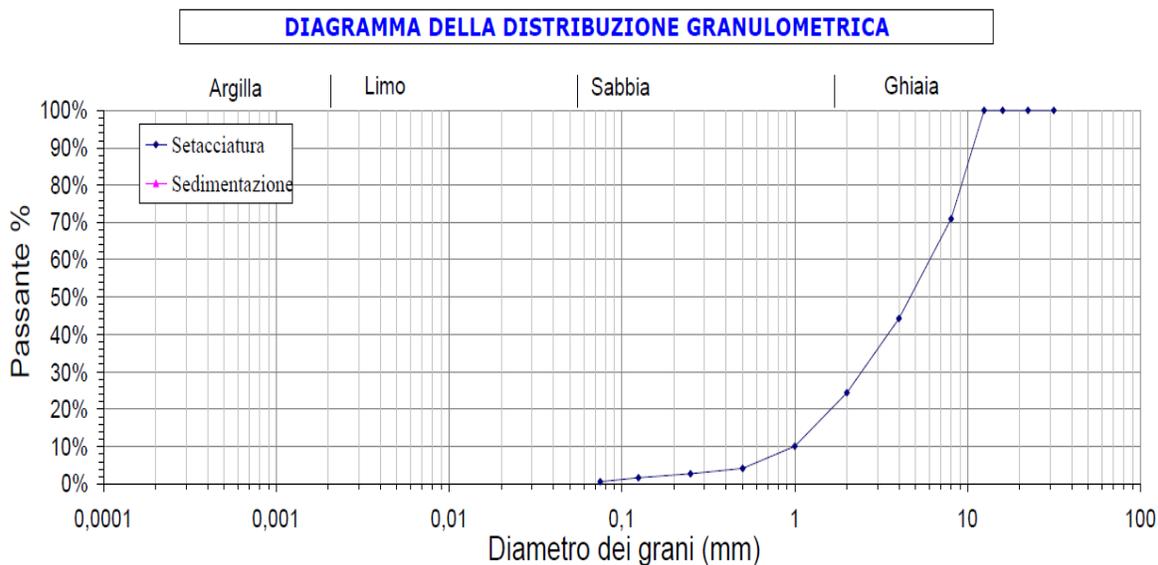
Campione S2C1 riconosciuto come una vulcanoclastite arenitica pomicea.
Classificazione A.G.I.: sabbia con ghiaia debolmente limosa. $d_{10} = 0,08$ – $d_{60} = 1,6$ - $U = 20$



Campione S2C2 riconosciuto come una vulcanoclastite siltoso-arenitica pomicea.
Classificazione A.G.I.: sabbia ghiaiosa limosa. $d_{10} = 0,04$ – $d_{60} = 0,9$ - $U = 22,5$



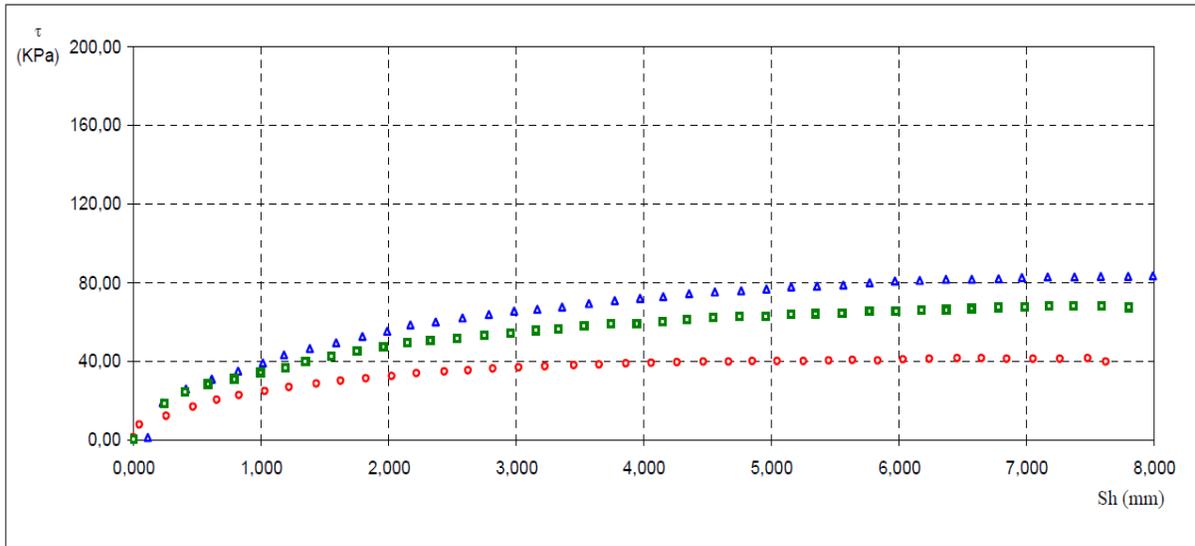
Campione S3C1 riconosciuto come una arenite-siltosa pomicea.
Classificazione A.G.I.: sabbia ghiaioso limosa. $d_{10} = 0,063$ – $d_{60} = 1,0$ - $U = 15,87$



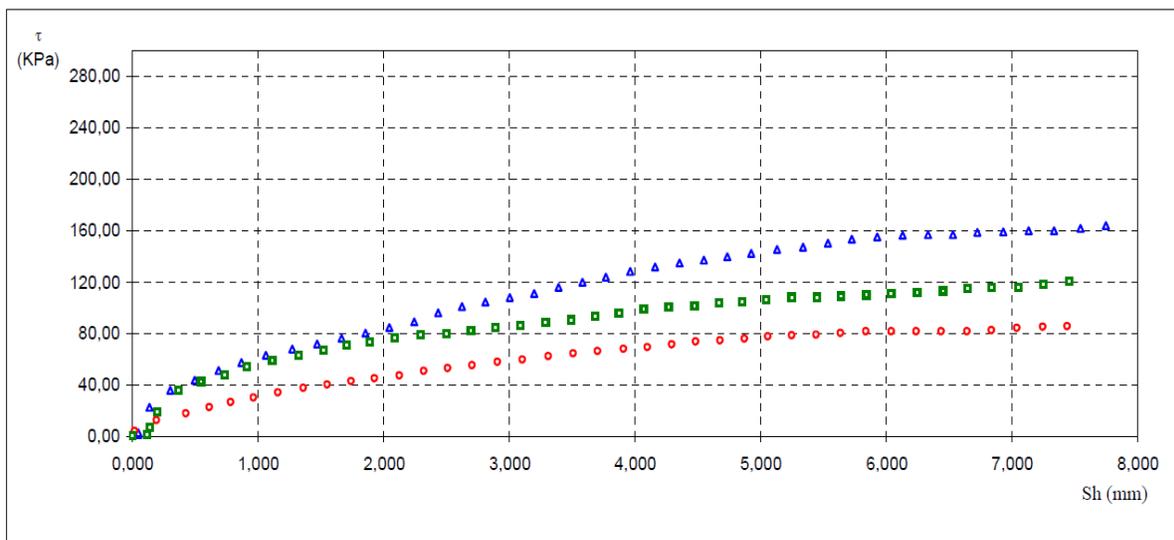
Campione S3C2 riconosciuto come delle pomici grigie in matrice arenitica.
Classificazione A.G.I.: ghiaia sabbiosa. $d_{10} = 1$ – $d_{60} = 6$ - $U = 6$



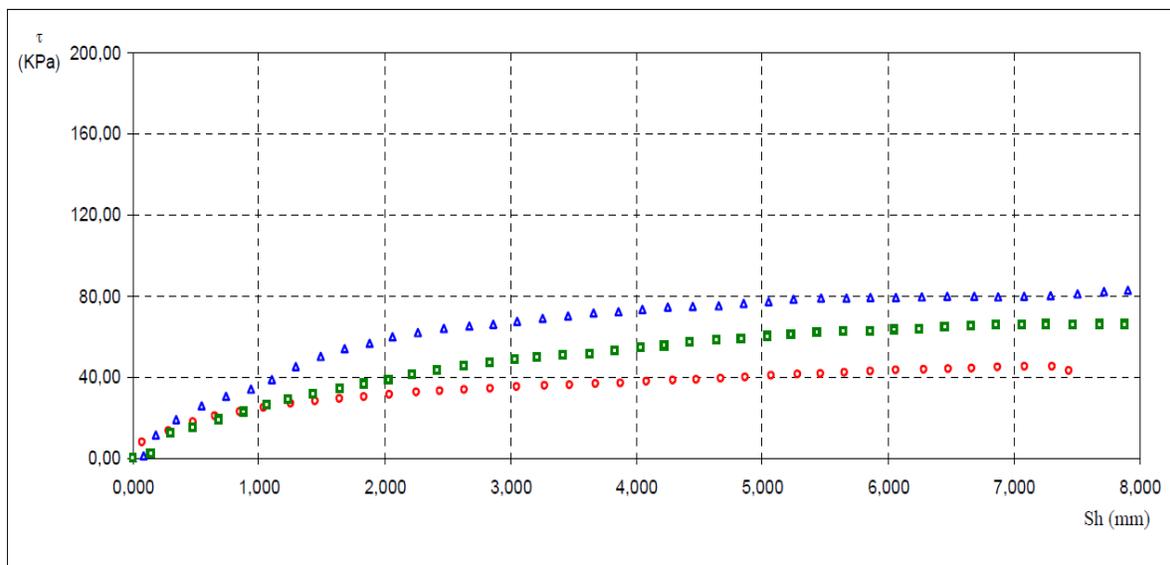
Le prove di taglio diretto hanno invece fornito i seguenti parametri:



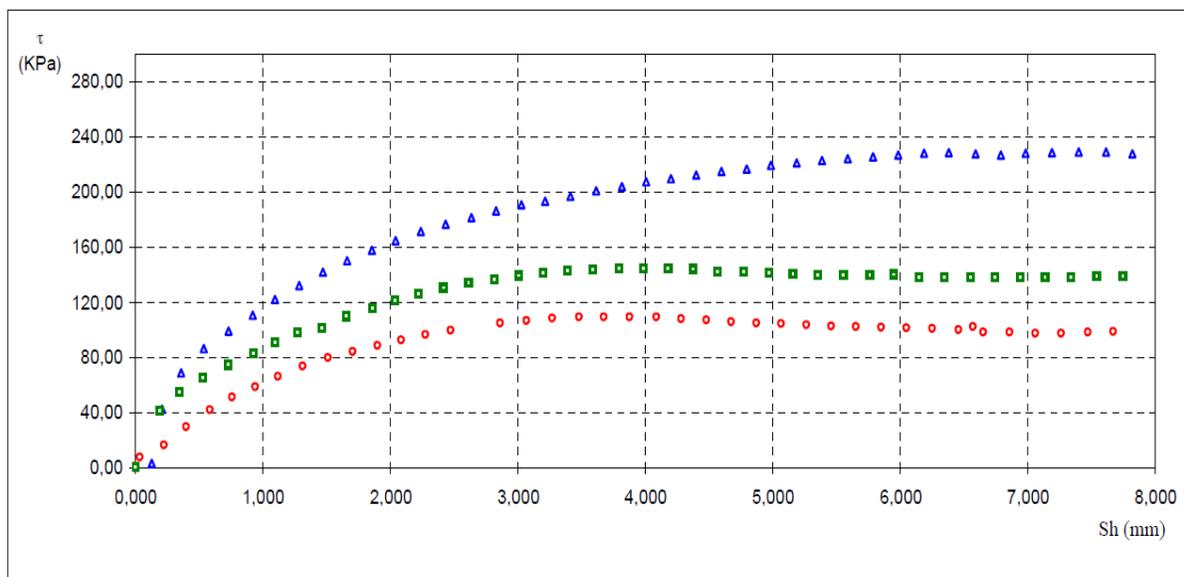
Campione S1C1 – prova di taglio diretto:
comportamento: incoerente - Normal Consolidato



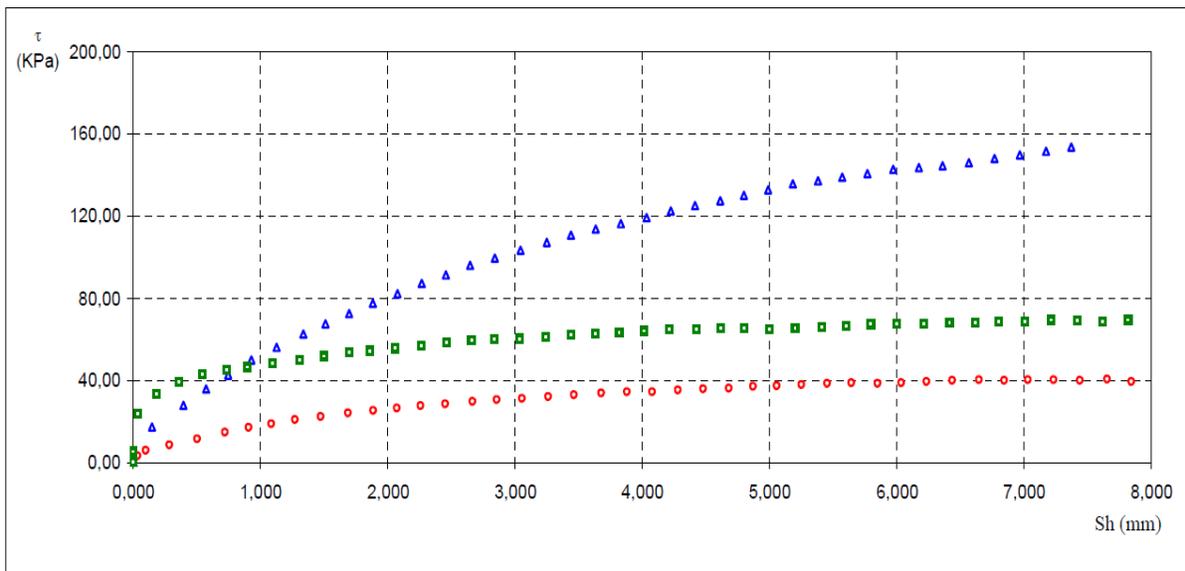
Campione S1C2 – prova di taglio diretto Sabbie Normal Consolidate
comportamento: incoerente - Normal Consolidato



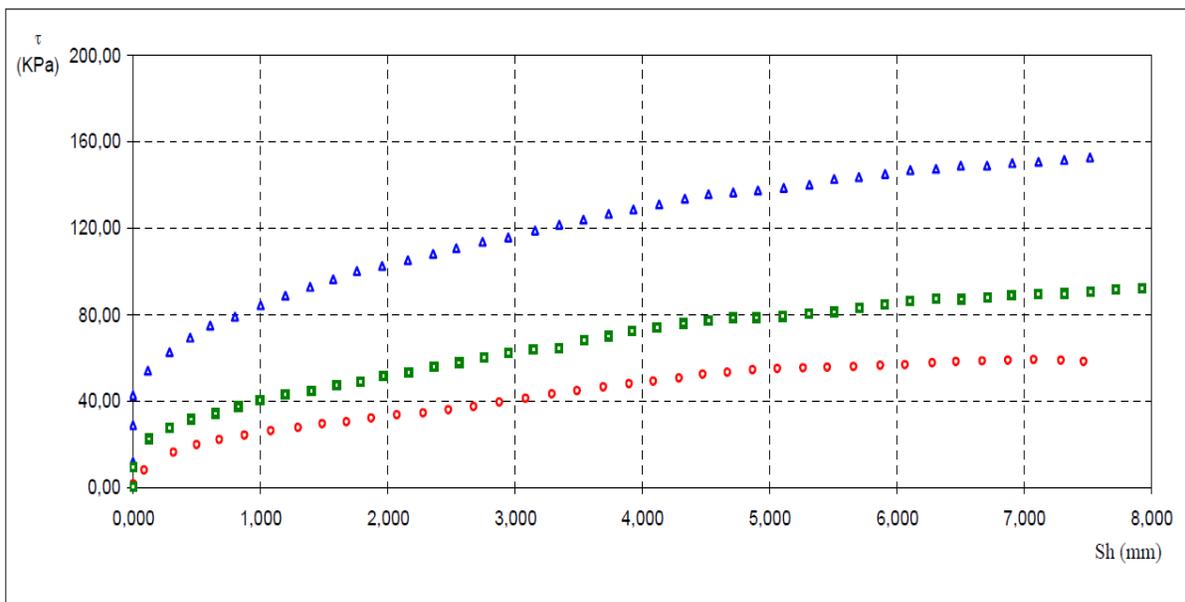
Campione S2C1 – prova di taglio diretto:
comportamento: incoerente - Normal Consolidato



Campione S2C2 – prova di taglio diretto:
comportamento: incoerente, con debole coesione - Normal Consolidato



Campione S3C1 – prova di taglio diretto:
comportamento: incoerente - Normal Consolidato



Campione S3C2 – prova di taglio diretto:
comportamento: incoerente - Normal Consolidato



TABELLA RIASSUNTIVA DEGLI INTERVALLI GEOTECNICI MEDI

φ angolo di attrito ($^{\circ}$ deg); γ Peso di volume (kN/m^3); C Coesione (kN/m^2); ν Modulo di Poisson (adimens); E Modulo di Young (Mpa);

Litotipo	Prof. (metri)	Nspt	φ ($^{\circ}$)	γ	C	ν	E
A-Piroclastico	Da 0 a 7	1÷15	20÷39	9÷18	0	0.30÷0.35	1÷6
B-Ghiaia calcarea	Da 7 a 12÷15	>50	>40 $^{\circ}$	17÷20	0	0.25÷0.28	10÷100
C-Tufo Ignimbrit.	Da 12÷15 a 35	>50	>40 $^{\circ}$	14÷17	0.2-20	0.25÷0.30	75÷100

Si tratta di terreni dalle caratteristiche molto diverse, tendenti alla frazione grossolana, sciolti, scarsamente addensati che, data la recente deposizione, risultano possedere modesti pesi di volume (inferiori all'unità in prevalenza di pomici vacuolari) e, comunque, variabili da 9 a 20 kN/m^3 , raramente maggiore. I banchi di pomici inframmezzati tra le piroclastiti alluvionali, rappresentano un materiale vulcanico allo strato vetroso ricco di pori (inter e intra particellare) tanto da galleggiare in acqua e tanto fragili da rompersi sotto pressioni modeste. Per la classificazione A.G.I., vengono definite come ghiaie con sabbia (coefficiente di uniformità U intorno a 38) o ghiaie debolmente sabbiose (U = 9). Il peso specifico delle particelle è di $2,5 \text{ g/cm}^3 \div 2,6 \text{ g/cm}^3$. Lo scarso peso di volume registrato determina una bassa impedenza sismica in questi banchi e andrebbero preferibilmente evitate al di sotto delle fondazioni.

In assenza di forti aliquote limo-argillose (e quindi di coesione), la resistenza al taglio viene determinata esclusivamente dall'angolo di attrito interno, che ricavato da prove di taglio diretto o dalle prove penetrometriche eseguite in sito è generalmente attestato in un intorno di 20° - 39° . La frequente interclusione di materiali di deposizione ed il notevole grado di rimaneggiamento comportano, sovente, la formazione di modestissimi fenomeni di pseudocoesione che, comunque, risulta bene non considerare, a vantaggio della sicurezza, in fase progettuale.

Questi terreni, come già detto, risultano molto permeabili, per porosità, prossima 50%, perciò il contenuto in acqua è modesto, con saturazioni medie prossime variabili tra il 30% e il 90 % (nelle cineriti limose si raggiunge a causa dello scarso indice dei pori una condizione di saturazione anche con un basso contenuto d'acqua). La circolazione dell'acqua interstiziale avviene liberamente, per cui le condizioni che si instaurano sono di tipo consolidate drenate (CD).

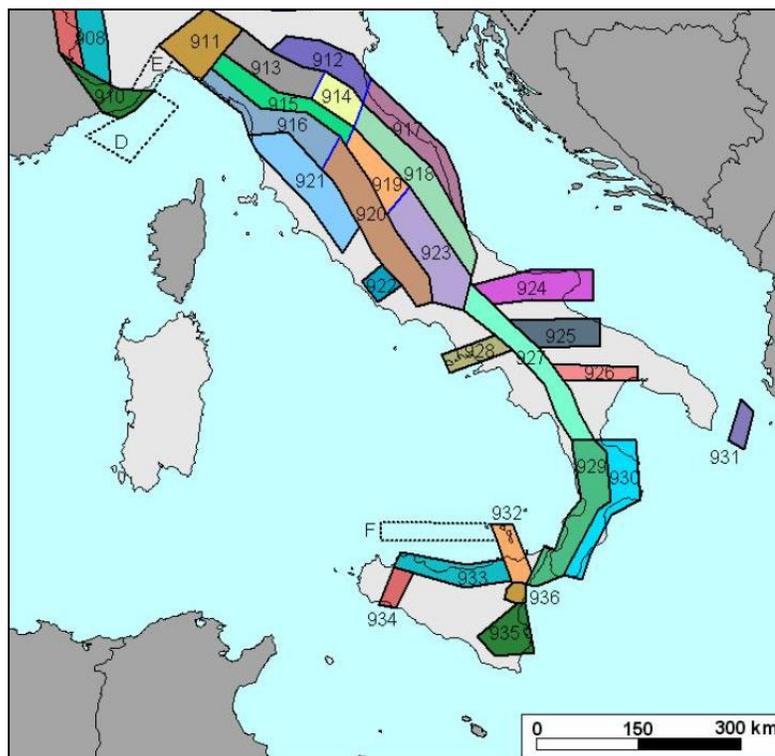
Il valori di carico limite dei terreni destinati a sopportare carichi possono essere determinati in base alle Teorie proposte da Vesic, Terzaghi, Meyeroffh, Hansen o Brinch-Hansen, considerando i valori geotecnici caratteristici (5 percentile) dei sedimenti rilevati attinti dalle indagini. Alla luce di tali presupposti della stratigrafia anzi descritta, ove risulta sempre assente la falda acquifera, risulta tranquillamente possibile adottare una struttura fondale superficiale. In ogni caso, comunque, sarà necessario poggiare le strutture ad una profondità di almeno 2.0 metri dal piano campagna al di sotto del livello vegetale alterato presente in affioramento.



CARATTERIZZAZIONE SISMICA DELL'AREA

Il territorio del Comune di Comiziano viene inquadrato nella zona sismotettonica dell'Appennino meridionale ricadente ai bordi della "Piana Campana". Essa è caratterizzata da settori sollevati e altri ribassati con rigetti di faglia di oltre 2000 metri (Graben). I sistemi di faglie attive profonde sono con direzione Sud Est – Nord Ovest, essi delimitano la Piana Campana a partire dalla Penisola sorrentina lungo tutto l'Appennino campano.

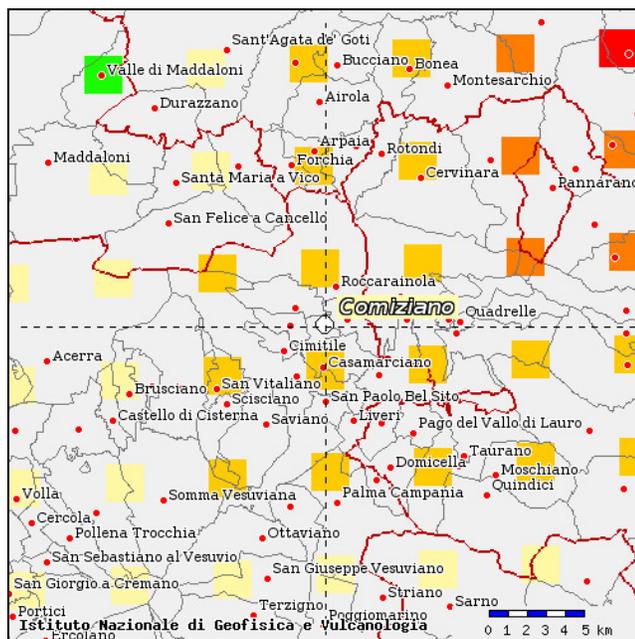
La zona sismogenetica che interessa il comune in oggetto viene riportata nella recente zonazione sismogenetica ZS9 che ha sostituito la precedente zonazione ZS4. L'innovazione più importante è data dalle nuove conoscenze sulle geometrie delle sorgenti sismogenetiche (Meletti C. e Valensise G, marzo 2004). In particolare la più incisiva è la sismozona 927. Di importanza non secondaria sono le sorgenti sismogenetiche individuate nelle zone 925-926-928.



L'intero territorio di Comiziano ricade, secondo la nuova classificazione sismica dei comuni della Campania, in una zona sismica di seconda categoria (nella vecchia classificazione sismica ricadeva con valore di S pari a 9, $c = 0.07$), mentre secondo i dettami dell'OPCM 3274/2003 e del D.M. 14-9-2005, in zona Z2 (con un valore convenzionale di accelerazione $a_{max} 0.25 g = 245.25 \text{ cm/sec}^2$, riferiti ad una probabilità di superamento del 10% in 50 anni). Gli studi del GNDT – ING – SSN (anno 1999) per il terremoto previsto, con un periodo di ritorno di 475 anni (probabilità di superamento del 10% in 50 anni), indicano un'intensità massima dell'ottavo grado della scala



M.C.S (I = 7.8), con accelerazioni massime di 0.15-0.20 g. I valori di pericolosità sismica del territorio nazionale in riferimento all'OPCM 3519/2006 esprimono per un suolo rigido di categoria "A" (probabilità di superamento del 10% in 50 anni), un termine di accelerazione massima compreso tra 0.175 g e 0.20 g (amax 196 cm/sec²)



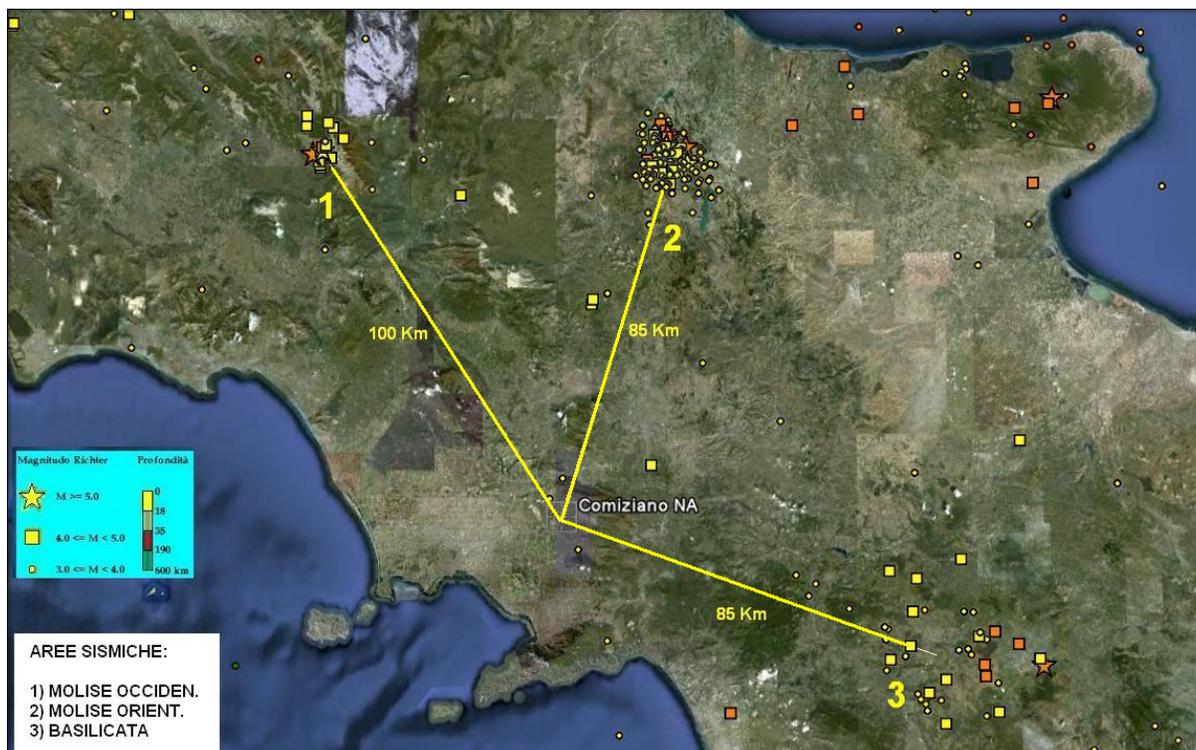
La seguente tabella mostra l'attività sismica storica che ha inciso sull'area comunale

anno	mese	giorno	ora	min	sec	epicentro	Lat epi	Lon epi	M	err	Imax	Iepic	ZS9
1694	9	8	11	40		IRPINIA-BASILICATA	40,880	15,350	6,88	0,11	10-11	10.5	927
1910	6	7	02	04		IRPINIA-BASILICATA	40,900	15,420	5,87	0,04	8-9	8.5	927
1960	1	11	11	27		ROCCAMONFINA	41,283	13,986	5,17	0,30	7.5	7	
1962	8	21	18	19	30	IRPINIA	41,130	14,970	6,19	0,05	9	9	927
1980	11	23	18	34	52	IRPINIA-BASILICATA	40,850	15,280	6,89	0,04	10	10	927
1980	12	3	23	54	22	POTENZA	40,650	15,750	4,90	0,18	7-8	7	926
1981	2	14	17	27	45	BAIANO	40,985	14,613	4,91	0,08	7-8	7	928
1982	8	15	15	9	54	VALLE DEL SELE	40,633	15,376	4,76	0,10	6	6	927
1986	7	23	8	19	51	POTENTINO	40,625	15,671	4,64	0,11	6		927
1990	5	5	7	21	17	POTENTINO	40,711	15,299	5,84	0,18	7-8	7	926
1991	5	26	12	25	59	POTENTINO	40,668	15,803	5,22	0,06	7	7	926
1996	4	3	13	4	35	IRPINIA	40,854	15,293	4,92	0,06	6	6	927
1997	3	19	23	10	50	MATESE	41,336	14,705	4,59	0,18	6	6	927
2002	10	31	10	33	00	MOLISE	41,694	14,925	5,78	0,18	8-9	7-8	924

M = Magnitudo; err = errore sulla magnitudo; Imax = Intensità massima (MCS); Iepic = intensità epicentrale (MCS); ZS9 = zona sismogenetica di origine.



Le zone di maggior sismicità dell'Appennino meridionale che incidono sul Comune sono il beneventano-molisano (1-occidentale e 2-orientale) e quella Lucana (3-Basilicata)



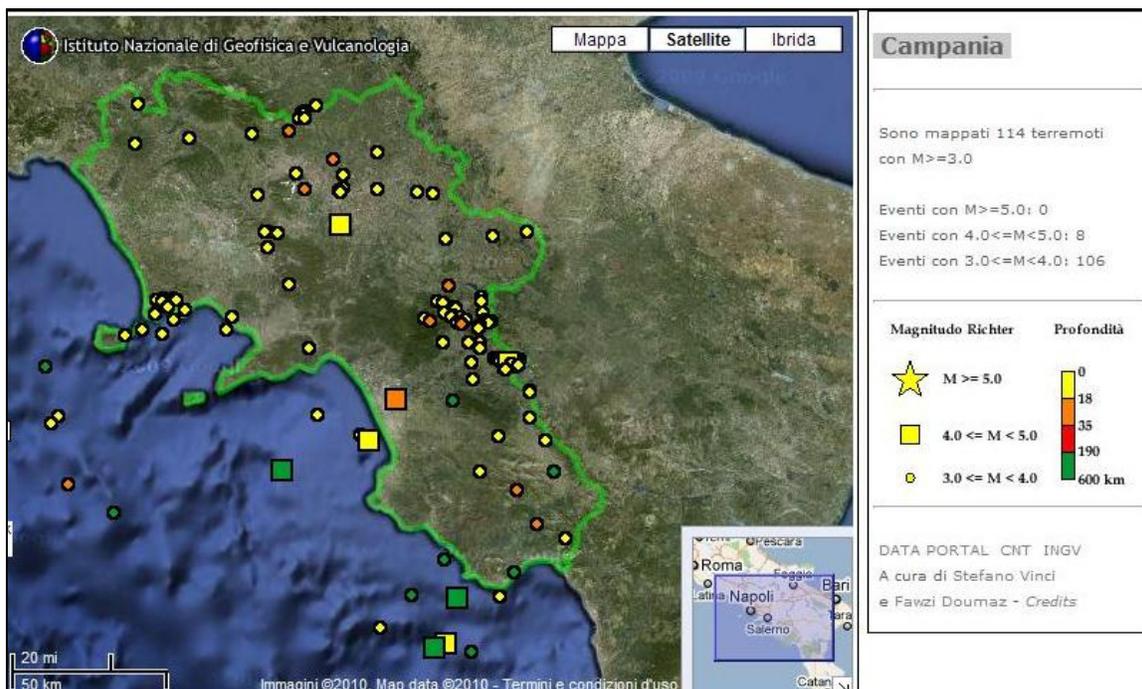
La distanza dagli epicentri dei sismi più vicini è di 100 Km circa per la zona molisana occidentale; 85 Km circa per quella orientale e 85 circa km per le propaggini della zona simica della Basilicata.

La sismicità in Campania negli ultimi anni 1982-2008 non ha mai superato il valore di magnitudo di 5.0 della scala di Richter.

La concentrazione dell'attività sismica è localizzata sul lato orientale nei monti del Matese e del beneventano, a nord e nella zona appenninica lucana, a sud; mentre l'attività sismica occidentale è ascrivibile al vulcanismo flegreo.

L'intensità sismica nella scala M.C.S. (Mercalli Cancani Sieberg) stabilita per un periodo di ritorno di 95, 475, 975 e 2475 anni è la seguente

MCS_95M	MCS_475M	MCS_975M	MCS_2475M
6,5	7,9	8,2	8,5



Anche nella zone montuose non lontane si è rilevata una certa attività sismogenetica. Negli ultimi 30 anni i terremoti registrati più vicini al Comune di Comiziano (NA) sono i seguenti:

Coordinate	Lat: 40.991 Lon: 14.515
Data UTC e ora:	21/05/2005 19:55
Profondita' ipocentro in km:	16.1
Magnitudo di Richter:	3.7
Distanza da Comiziano	4,7 Km
Località:	Monte Fellino (Roccarainola)

Coordinate	Lat: 41.033 Lon: 14.551
Data UTC e ora:	2/04/05 23:29
Profondita' ipocentro in km:	5.6
Magnitudo di Richter:	3.0
Distanza da Comiziano	8,8 Km
Località:	Taburno-Camposauro

Coordinate	40.886 Lon: 14.593
Data UTC e ora:	21/04/2003 23:41
Profondita' ipocentro in km:	5.2
Magnitudo di Richter:	3.0
Distanza da Comiziano	8,4 Km
Località:	Monti di Domicella (AV)



Coordinate	Lat: 41.06 Lon: 14.794
Data UTC e ora:	14/02/1981 17:27
Profondita' ipocentro in km:	10.11
Magnitudo di Richter:	4.7
Distanza da Comiziano	23,8 Km
Località:	Quadriello-Pagliara BN

-Dati del danneggiamento, nel Comune di Comiziano, del terremoto del 11 novembre 1980

La carta del danneggiamento redatta nel vecchio P.R.G. comunale riporta l'analisi dei dati rilevati sulle schede tecniche eseguite nel periodo susseguente l'ultimo forte terremoto del 23-11-1980. Dall'esame s'individuano zone differenti che hanno fatto registrare solo piccole variazioni nelle risposte sismiche locali. Mentre le variazioni più importanti si sono avute per differente età di costruzione dell'edificio, diversa tipologia di materiale usato, diverso approfondimento del piano di posa.

La pericolosità geosismica viene definita come *la probabilità di scuotimento per cause geodinamiche endogene di una certa intensità in una determinata area territoriale ed in un certo intervallo di tempo*. Sulla base delle conoscenze delle caratteristiche del territorio comunale, un'azione sismica può originare risposte dei terreni e condizioni critiche di stabilità, connesse al superamento della resistenza al taglio e ai conseguenti collassi e rotture durante la crisi sismica (processi cosismici), con effetti locali di tipo:

- diretto, riguardante lo scuotimento del terreno in relazione alle sue caratteristiche litologiche, geomorfologiche e idrogeologiche;
- indotto (pericolosità indotta) diversificati in relazione a determinate condizioni:
 - *amplificazione locale dell'intensità sismica* dovuta a:
 - pendii con acclività media che sia superiore ad un valore intrinseco del terreno che lo costituisce;
 - bordi o ciglio di terrazzo morfologico con pendio sottostante fortemente acclive;
 - condizioni geolitologiche costituite da terreni sciolti sovrapposti a un substrato a elevata rigidità (depressioni con copertura di modesti spessori di sedimenti limoso e limoso argillosi e accumuli detritici);
 - *cedimenti o cedimenti differenziali* del terreno dovuti a:
 - sedimenti prevalentemente sabbiosi e ghiaiosi suscettibili di densificazione;
 - sedimenti compressibili costituiti da argille poco consistenti o terreni di riporto con bassa densità;



- contatti stratigrafici o tettonici tra litologie costituite da diverse caratteristiche geomeccaniche di resistenza;

- cavità sotterranee;

• *liquefazione* delle sabbie fini e dei limi in falda con densità da media a bassa e a granulometria piuttosto uniforme; la *liquefazione* dei terreni è un processo di instabilità che si origina quando nei terreni saturi sotto sollecitazioni di taglio cicliche o monotoniche, la pressione dell'acqua nei pori del sedimento. Tale fenomeno aumenta progressivamente fino ad eguagliare la pressione di confinamento, di conseguenza la tensione efficace si riduce a zero creando una condizione di fluidità del terreno stesso pari a quella di un fluido viscoso. In generale si può osservare che i depositi più facilmente liquefacibili sono i terreni recenti, i terreni di bonifica ed in generale i depositi non consolidati caratterizzati da: densità relativa $D_r = 50 \div 60 \%$; pressione di confinamento $s_0 < 200 \text{ kN/m}^2$; diametro efficace al 50%: $0,074 \text{ mm} < D_{50} < 2 \text{ mm}$; falda molto superficiale (profondità inferiore ai 5 m dal p.c.); bassi valori di NSPT [NASO, PETITTA, SCARASCIA MUGNOZZA (a cura di), 2005]. Data la scarsa profondità della falda e la natura litologica dei terreni il progettista deve verificare la possibilità di fenomeni di liquefazione locale. La classificazione sismica dei terreni determina lo spettro di risposta dell'azione sismica in relazione alla macrozonazione sismica dell'area e dalla identificazione del parametro V_{s30} , che definisce la velocità media di propagazione delle onde trasversali nei primi trenta metri di terreno.

Categorie del suolo di fondazione (Norme Tecniche sulle Costruzioni D.M. 14-1-2008)

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi. In assenza di tali analisi, per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento.

Categorie di sottosuolo

A *Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi* caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.

B *Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti* con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $NSPT_{,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $cu_{,30} > 250 \text{ kPa}$ nei terreni a grana fina).

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



D 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 $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $NSPT_{,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).

E Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

S1 Depositi di terreni caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < c_{u,30} < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.

S2 Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.

Fatta salva la necessità della caratterizzazione geotecnica dei terreni nel volume significativo, ai fini della identificazione della categoria di sottosuolo, la classificazione si effettua in base ai valori della velocità equivalente $V_{s,30}$ di propagazione delle onde di taglio (definita successivamente) entro i primi 30 m di profondità. Per le fondazioni superficiali, tale profondità è riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali è riferita alla testa dei pali. Nel caso di opere di sostegno di terreni naturali, la profondità è riferita alla testa dell'opera. Per muri di sostegno di terrapieni, la profondità è riferita al piano di imposta della fondazione.

La misura diretta della velocità di propagazione delle onde di taglio è fortemente raccomandata. Nei casi in cui tale determinazione non sia disponibile, la classificazione può essere effettuata in base ai valori del numero equivalente di colpi della prova penetrometrica dinamica (*Standard Penetration Test*) $N_{SPT,30}$ (definito successivamente) nei terreni prevalentemente a grana grossa (sabbie e ghiaie) e della resistenza non drenata equivalente $c_{u,30}$ (definita successivamente) nei terreni prevalentemente a grana fina (argille e limi).

Per sottosuoli appartenenti alle ulteriori categorie **S1** ed **S2** è necessario predisporre specifiche analisi per la definizione delle azioni sismiche, particolarmente nei casi in cui la presenza di terreni suscettibili di liquefazione e/o di argille d'elevata sensitività possa comportare fenomeni di collasso del terreno.

La velocità equivalente delle onde di taglio $V_{s,30}$ è definita dall'espressione

$$V_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_{s,i}}} \text{ [m/s]}$$



La resistenza penetrometrica dinamica equivalente $N_{SPT,30}$ è definita dall'espressione

$$N_{SPT,30} = \frac{\sum_{i=1,M} h_i}{\sum_{i=1,M} \frac{h_i}{N_{SPT,i}}}$$

La resistenza non drenata equivalente $c_{u,30}$ è definita dall'espressione

$$c_{u,30} = \frac{\sum_{i=1,K} h_i}{\sum_{i=1,K} \frac{h_i}{c_{u,i}}}$$

Nelle precedenti espressioni si indica con:

h_i spessore (in metri) dell' i -esimo strato compreso nei primi 30 m di profondità;

$V_{s,i}$ velocità delle onde di taglio nell' i -esimo strato;

$N_{SPT,i}$ numero di colpi NSPT nell' i -esimo strato;

$c_{u,i}$ resistenza non drenata nell' i -esimo strato;

N numero di strati compresi nei primi 30 m di profondità;

M numero di strati di terreni a grana grossa compresi nei primi 30 m di profondità;

K numero di strati di terreni a grana fina compresi nei primi 30 m di profondità.

Nel caso di sottosuoli costituiti da stratificazioni di terreni a grana grossa e a grana fina, distribuite con spessori confrontabili nei primi 30 m di profondità, ricadenti nelle categorie da A ad E, quando non si disponga di misure dirette della velocità delle onde di taglio si può procedere come segue:

- determinare $N_{SPT,30}$ limitatamente agli strati di terreno a grana grossa compresi entro i primi 30 m di profondità;
- determinare $c_{u,30}$ limitatamente agli strati di terreno a grana fina compresi entro i primi 30 m di profondità;



- individuare le categorie corrispondenti singolarmente ai parametri $N_{SPT,30}$ e $C_{u,30}$;
- riferire il sottosuolo alla categoria peggiore tra quelle individuate al punto precedente.

Le suesposte categorie topografiche si riferiscono a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, e devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore di 30 m.

Il sito verrà classificato sulla base del valore di V_{S30} se disponibile, altrimenti sulla base dei valori di N_{SPT} .

Condizioni topografiche

Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale. Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione:

T1 Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$.

T2 Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$.

T3 Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$.

T4 Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$.

ESAME DEI RISULTATI DELLE PROVE SISMICHE

I risultati di campagna, e la loro interpretazione in chiave sismica, sono riportati nella relazione sulle indagini.

DETERMINAZIONE DEL V_{S30}

Dalle prove sismiche effettuate in foro di sondaggio “down-hole” sono state effettuate le elaborazioni del $V_{S,30}$ che hanno definito i valori del suolo di fondazione, sino alla profondità investigata, che ha utilizzato le velocità delle onde sismiche trasversali, misurate direttamente in sito.

Come ampiamente ridetto, la nuova normativa sismica italiana (D.M. 14-01-2008) prevede una classificazione del sito in 5 classi in funzione della velocità delle onde S dei primi 30 metri di terreno (V_{S30}). Per V_{S30} si intende la media pesata delle velocità delle onde S negli strati fino a 30 metri di profondità al di sotto del piano di fondazione, determinata secondo la seguente formula:



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

Nell'area comunale sono state eseguite una serie di prospezioni sismiche "DOWN-HOLE", eseguite nei foro dei sondaggi a carotaggio continuo. Questa tipologia di prova (eseguita in modo da coprire tutto il territorio) ha rappresentato il miglior modo per determinare la velocità delle onde di taglio (V_s) sino a 30÷32 metri di profondità, consentendo una precisa determinazione del parametro di V_{s30} che occorre per classificare il suolo di fondazione così come richiesto dalla normativa.

Da queste prove sismiche (la prova n. 5 della ditta "Isogea s.r.l." non è stata considerata perché contava solo 13 misure anziché 30) sono state effettuate le elaborazioni del V_{s30} (vedi elaborati riportati in allegato II) che hanno definito i seguenti valori:

Sigla Prova	Ditta esecutrice	Coordinate (Lat, Lon)	località	$V_{s,30}$ (m/s)	Categoria suolo
DH1	Isogea s.r.l.	40°56'25.28"N 14°32'25.69"E	Area P.I.P.	324	C
DH2	Isogea s.r.l.	40°56'31.55"N 14°32'53.41"E	Area P.I.P.	307	C
DH3	Isogea s.r.l.	40°57'18.94"N 14°32'28.13"E	Area D3	341	C
DH4	Isogea s.r.l.	40°57'08.15"N 14°33'00.15"E	Area FR-A	395	B
DH5	Isogea s.r.l.	CAVITA'	Area FR-A	SCARTATA	
DH6	Isogea s.r.l.	40°56'33.02"N 14°32'15.22"E	Area FR-B	372	B
S1	G.G.I. s.a.s.	40°56'47.92"N 14°32'33.61"E	Palestra	306	C
S2	G.G.I. s.a.s.	40°56'56.08"N 14°33'32.47"E	C. Cesina	318	C
S3	G.G.I. s.a.s.	40°57'18.56"N 14°33'05.18"E	V. Capocasale	312	C
D1 (S4)	G.G.I. s.a.s.	40°57'01.85"N 14°33'24.38"E	C. Cesina	353	C

Sigla Prova	Ditta esecutrice	Coordinate decimali (Lat, Lon)
DH1	Isogea s.r.l.	40,9404 N 14,5405 E
DH2	Isogea s.r.l.	40,9421 N 14,5482 E
DH3	Isogea s.r.l.	40,9553 N 14,5411 E
DH4	Isogea s.r.l.	40,9523 N 14,5500 E
DH6	Isogea s.r.l.	40,9425 N 14,5376 E
S1	G.G.I. s.a.s.	40,9466 N 14,5427 E
S2	G.G.I. s.a.s.	40,9489 N 14,5590 E
S3	G.G.I. s.a.s.	40,9552 N 14,5514 E
D1 (S4)	G.G.I. s.a.s.	40,9505 N 14,5568 E

La definizione delle categorie di suolo di fondazione così come determinate dal parametro $V_{s,30}$ (ricavato per ogni singola prova) consente, con l'ausilio delle coordinate del sito, di ricavare lo spettro di risposta elastico tipico del sito indagato previsto dai dettami del D.M. 14-1-2008.



SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore della accelerazione orizzontale massima a_g su sito di riferimento rigido orizzontale.

Sia la forma spettrale che il valore di a_g variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento.

Gli spettri così definiti possono essere utilizzati per strutture con periodo fondamentale minore o uguale a 4,0 s.

Per strutture con periodi fondamentali superiori lo spettro deve essere definito da apposite analisi ovvero l'azione sismica deve essere descritta mediante accelerogrammi.

Analogamente si opera in presenza di sottosuoli di categoria **S1** o **S2**.

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali

Quale che sia la probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR considerata, lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle espressioni seguenti:

$$\begin{aligned} 0 \leq T < T_B & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\ T_B \leq T < T_C & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \\ T_C \leq T < T_D & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\ T_D \leq T & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right) \end{aligned}$$

nelle quali T ed S_e sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale orizzontale. S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente

$$S = S_S \times S_T,$$

essendo S_S il coefficiente di amplificazione stratigrafica e S_T il coefficiente di amplificazione topografica

η è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%, mediante la relazione



$$\eta = 10/(5 + \xi) \geq 0,55$$

dove ξ (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione;

Lo spettro risulta in relazione del tipo di suolo di fondazione e dipende dai valori S_S e C_C che possono essere calcolati in funzione dei valori di a_g , F_O e T_C^* .

F_O è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2;

T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da

$$T_C = C_C \cdot T_C^*$$

dove

T_C^* è definito al § 3.2 e C_C è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo

T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante,

$$T_B = T_C / 3$$

T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione:

$$T_D = 4,0 a_g/g + 1,6$$

Per categorie speciali di sottosuolo, per determinati sistemi geotecnici o se si intenda aumentare il grado di accuratezza nella previsione dei fenomeni di amplificazione, le azioni sismiche da considerare nella progettazione possono essere determinate mediante più rigorose analisi di risposta sismica locale.

Queste analisi presuppongono un'adeguata conoscenza delle proprietà geotecniche dei terreni e, in particolare, delle relazioni sforzi-deformazioni in campo ciclico, da determinare mediante specifiche indagini e prove.

In mancanza di tali determinazioni, per le componenti orizzontali del moto e per le categorie di sottosuolo di fondazione, la forma spettrale su sottosuolo di categoria **A** è modificata attraverso il coefficiente stratigrafico S_S , il coefficiente topografico S_T e il coefficiente C_C che modifica il valore del periodo T_C .



Tabella 3.2.V – Espressioni di S_s e di C_c

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Amplificazione topografica

Per tener conto delle condizioni topografiche e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale, si utilizzano i valori del coefficiente topografico S_T in funzione delle categorie topografiche e dell'ubicazione dell'opera o dell'intervento

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti verticali

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale è definito dalle espressioni seguenti:

$$0 \leq T < T_B \quad S_{ve}(T) = a_g S \eta F_v \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\gamma F_v} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_{ve}(T) = a_g S \eta F_v$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_{ve}(T) = a_g S \eta F_v \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_{ve}(T) = a_g S \eta F_v \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$



nelle quali T e S_{ve} sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale verticale e F_v è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, in termini di accelerazione orizzontale massima del terreno a_g su sito di riferimento rigido orizzontale, mediante la relazione:

$$F_v = 1,35 F_0 \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0,5}$$

I valori di a_g , F_0 , S , η sono stati definiti in precedenza per le componenti orizzontali; i valori di S_s , T_B , T_C e T_D , sono quelli riportati nella seguente tabella.

Categoria suolo	S_s	T_B	T_C	T_D
A, B, C, D,E	1,00	0,05 s	0,15 s	1,0 s

Per tener conto delle condizioni topografiche, in assenza di specifiche analisi si utilizzano i valori del coefficiente topografico S_T

Le azioni sismiche degli spettri di risposta elastici sono restituiti per quattro stati limite

- **Stato Limite di Operatività (SLO):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- **Stato Limite di Danno (SLD):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli stati limite ultimi sono:

- **Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV):** a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- **Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC):** a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Le opere edificatorie e le varie tipologie strutturali devono possedere i seguenti requisiti:



- *sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU)*: capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone ovvero comportare la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali, ovvero mettere fuori servizio l'opera;

- *sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE)*: capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio;

- *robustezza nei confronti di azioni eccezionali*: capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità delle cause innescanti quali incendio, esplosioni, urti.

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.

Per le opere esistenti è possibile fare riferimento a livelli di sicurezza diversi da quelli delle nuove opere ed è anche possibile considerare solo gli stati limite ultimi

La durabilità, definita come conservazione delle caratteristiche fisiche e meccaniche dei materiali e delle strutture, proprietà essenziale affinché i livelli di sicurezza vengano mantenuti durante tutta la vita dell'opera, deve essere garantita attraverso una opportuna scelta dei materiali e un opportuno dimensionamento delle strutture, comprese le eventuali misure di protezione e manutenzione.

VITA NOMINALE

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella seguente tabella

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza	≥ 50
3	normale	≥ 100

CLASSI D'USO

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso *III* o in Classe



d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato nella tabella seguente

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

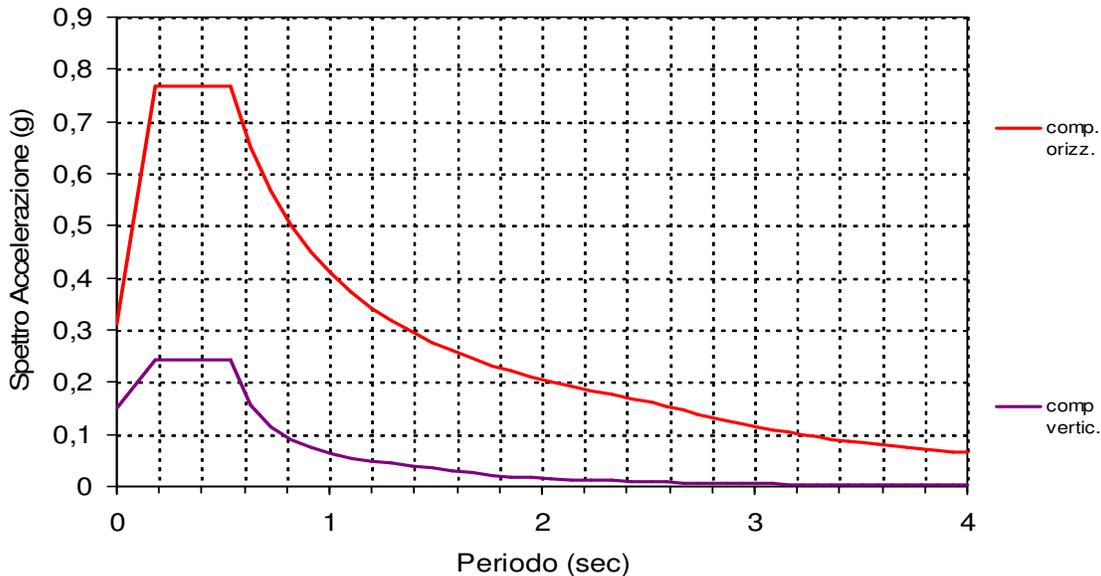
Se $V_R \leq 35$ anni si pone comunque $V_R = 35$ anni.

In tutto il territorio si sono effettuate prospezioni sismiche in foro "down-hole" che hanno restituito i valori delle V_s (onde sismiche trasversali) oltre la profondità di 30 metri. Ciò ha consentito di determinare i valori di $V_{s,30}$, così come richiesti dal D.M. 14-1-2008, e quindi individuare la categoria di suolo per ogni sito indagato. Le coordinate del sito consentono l'individuazione della **pericolosità del sito** così come indicato dai dettami e dal software "Spettri NTC" del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. Per la scelta della strategia di progettazione si è inteso analizzare l'azione sismica su un'opera ordinaria, con vita nominale ≥ 50 anni, in condizioni di classe d'uso normali (C_U II = coeff. 1,0) che restituisce un periodo di riferimento di 50 anni.

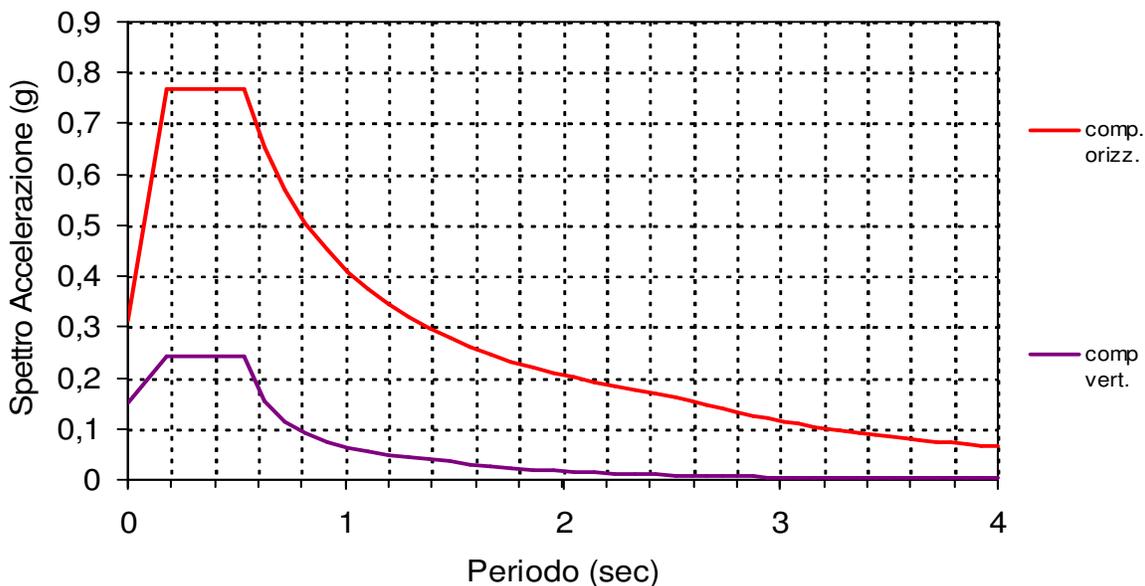
Per lo Stato Limite di Collasso si registrano i seguenti spettri di risposta della componente orizzontale e verticale:



- 1) Area P.I.P. – prova DH1 – Suolo di Fondazione “C” – S.L.C.
Coordinate del sito: 40,9404 N 14,5405 E

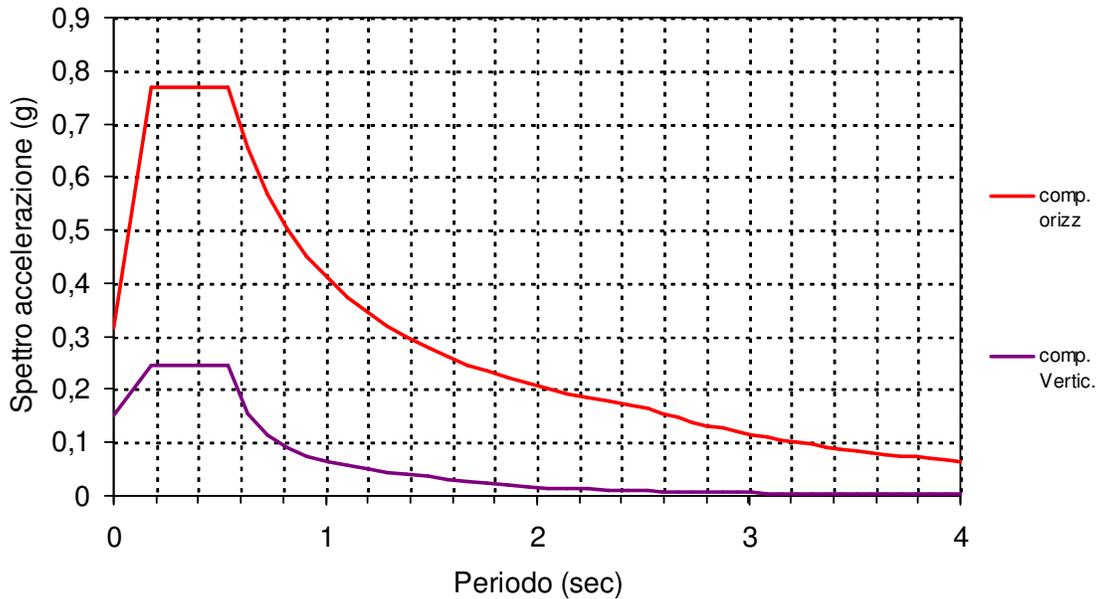


- 2) Area P.I.P. – prova DH2 – Suolo di Fondazione “C” - S.L.C.
Coordinate del sito: 40,9421 N 14,5482

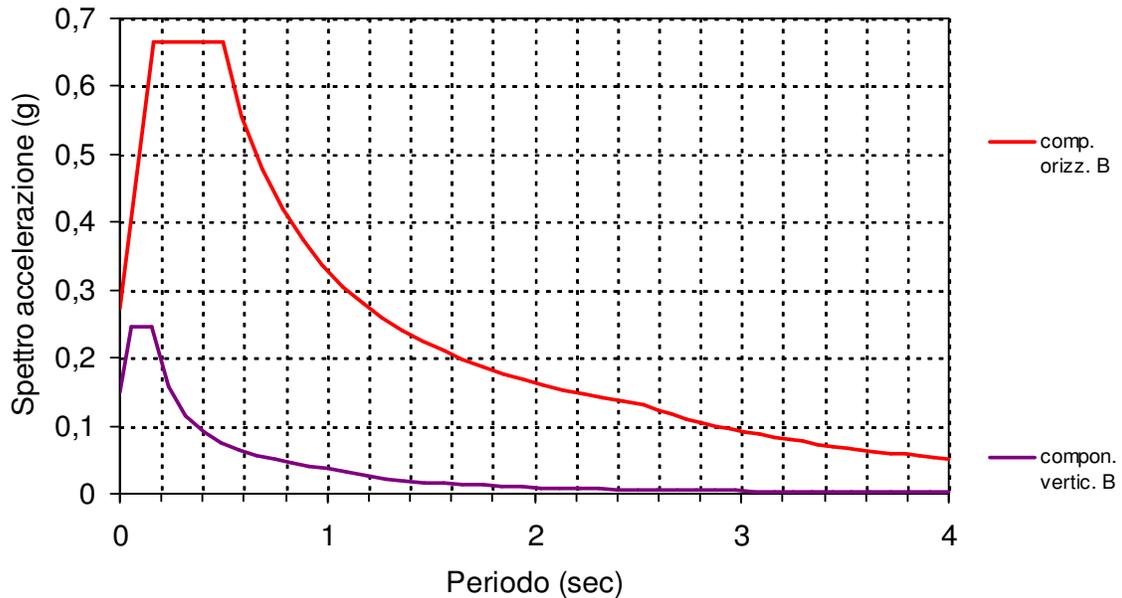




- 3) Area D3 – Via Cinquevie. – prova DH3 – Suolo di Fondazione “C” - S.L.C.
Coordinate del sito: 40,9553 N 14,5411 E

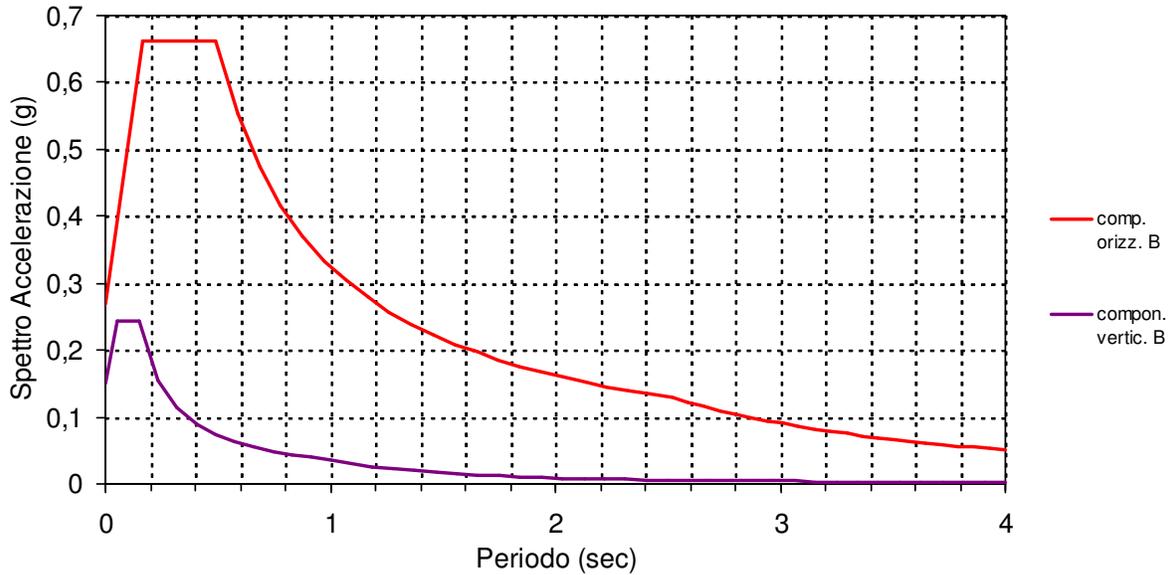


- 4) Area Fr/a – P.zza Municipio – prova DH4 – Suolo di Fondazione “B” - S.L.C.
Coordinate del sito: 40,9523 N 14,5500 E

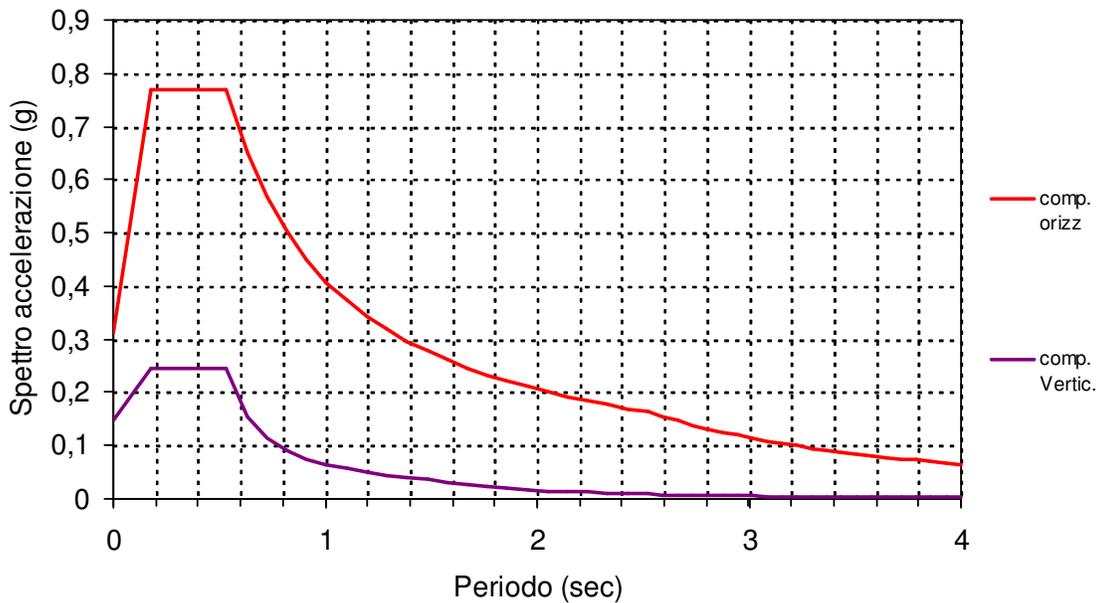




- 5) Area Fr/b – Gallo – prova DH6 – Suolo di Fondazione “B” - S.L.C.
Coordinate del sito: 40,9425 N 14,5376 E

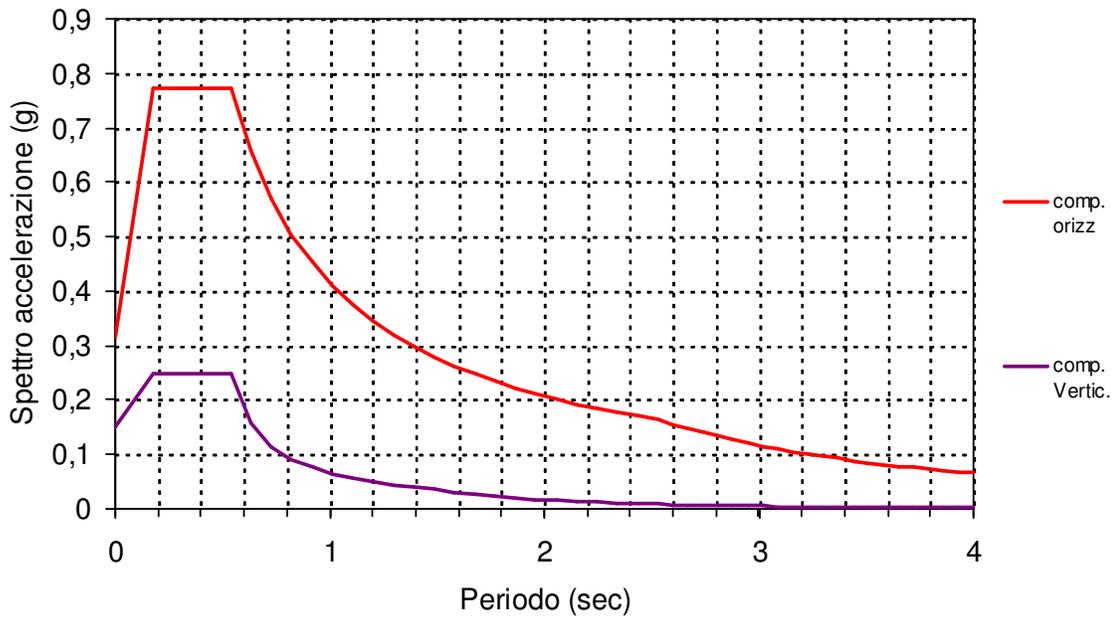


- 6) Palestra comunale – Via Provinciale – prova S1 – Suolo di Fondazione “C” - S.L.C.
Coordinate del sito: 40,9466 N 14,5427 E

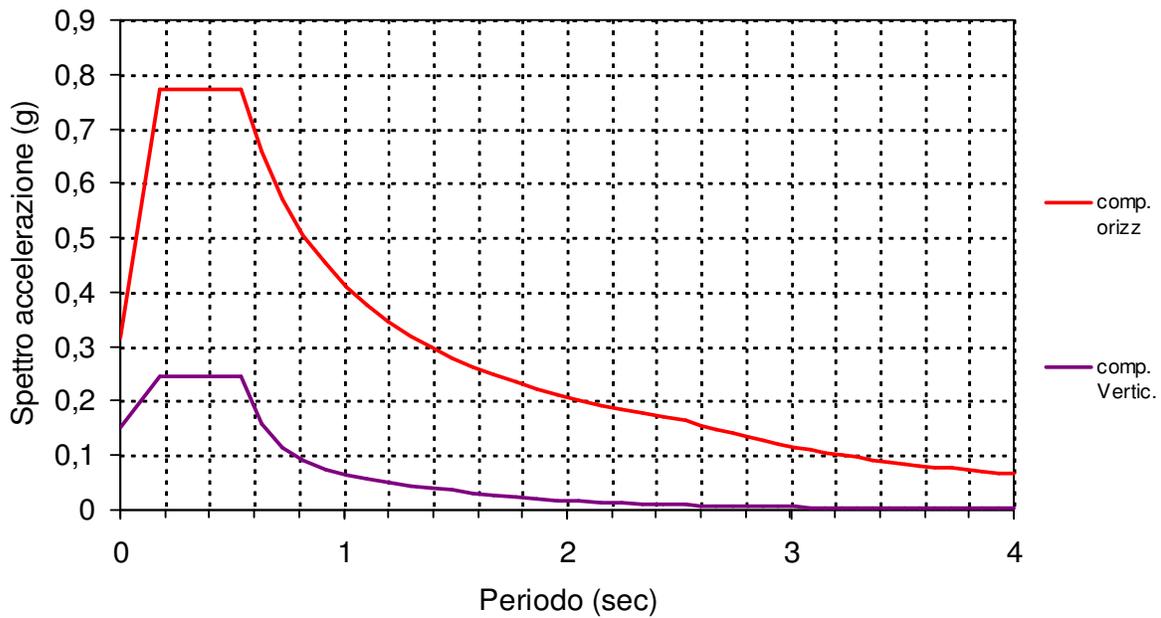




7) Contrada Cesina – Via Provinciale – prova S2 – Suolo di Fondazione “C” - S.L.C.
Coordinate del sito: 40,9489 N 14,5590 E



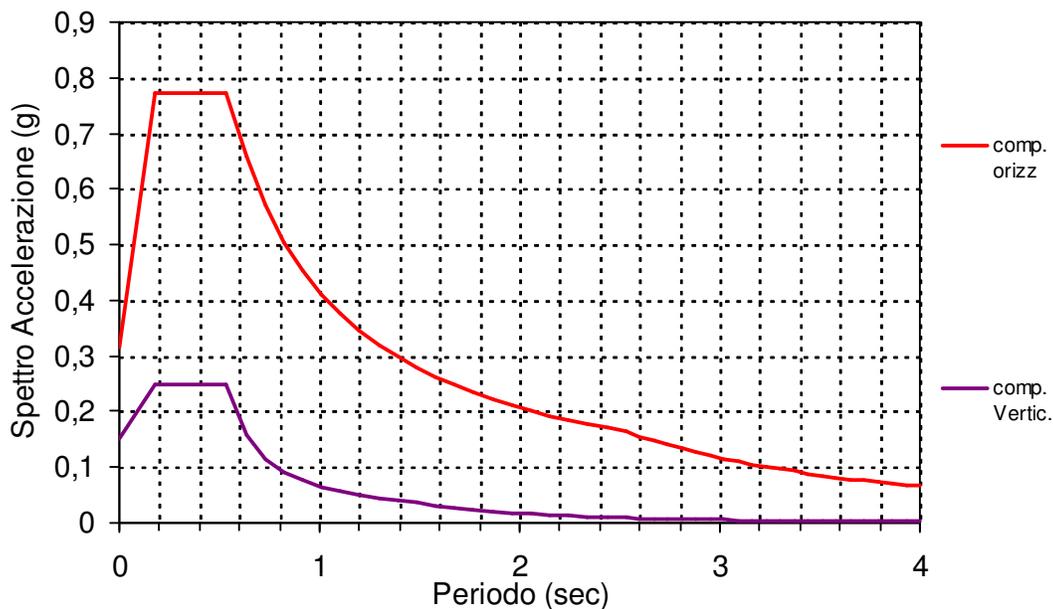
8) Via Capocasale – prova S3 – Suolo di Fondazione “C” - S.L.C.
Coordinate del sito: 40,9552 N 14,5514 E



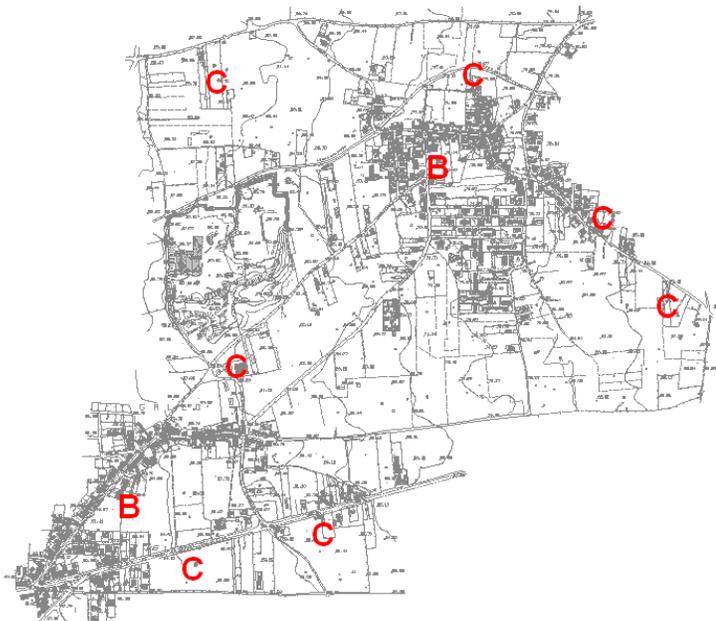


9) Contrada Cesina – Via Provinciale – prova (D1) S4 – Suolo di Fondazione “C” - S.L.C.

Coordinate del sito: 40,9505 N 14,5568 E



Dalle risultanze delle prove sismiche in foro quasi la totalità dei siti indagati del Comune di Comiziano ricade in una categoria di suolo di fondazione “C”, mentre solo localmente sono stati individuati suoli ascrivibili alla categoria “B”.





MICROZONAZIONE SISMICA COMUNALE

La microzonazione sismica di II livello fornisce una serie di informazioni da analizzare sia in fase di pianificazione urbanistica sia in fase progettuale, ad esempio per il miglioramento e l'adeguamento sismico degli edifici. Dalle analisi delle caratteristiche geologiche, geomorfologiche, idrogeologiche e storiche s'individuano le aree suscettibili di amplificazioni sismica basate su indagini e prove geotecniche e geofisiche. Si definisce quindi un modello geotecnico-geofisico e si determinano le aree con i fattori di amplificazione e il grado di rischio su possibili effetti locali come la liquefazione dei terreni o i fenomeni gravitativi di massa. Per i fattori locali il comune di Comiziano avendo la falda posta ad una profondità elevata risulta abbastanza tranquillo, mentre l'ossatura pianeggiante del territorio non comporta rischio di dissesti gravitativi naturali (la pareti delle cave sono di natura antropica).

La carta della zonazione sismica è basata su zone con lo stesso comportamento sismica riferito al piano di campagna. I fattori di amplificazione vengono legati ai valori delle onde di taglio V_s . In prossimità di una verticale (nella fattispecie un carotaggio continuo con una prova sismica) vengono definite con sufficiente dettaglio la sequenza stratigrafica e i seguenti parametri:

- velocità media ponderata nei primi trenta metri $V_{s,30}$;
- fattore di amplificazione stratigrafica
- fattore di amplificazione topografica
- accelerazione massima al suolo;
- analisi di stabilità dei pendii (dove necessita)
- verifica alla suscettibilità da liquefazione (Dove necessita)
- elaborazione della carta delle zone sismiche avvalendosi dei valori di F_a o di PGA (peak ground acceleration – accelerazione massima al suolo)

La velocità delle onde di taglio è stata determinata con l'ausilio di prove sismiche in foro "down-hole" che offrono il più alto grado di attendibilità al modello geofisico di sottosuolo.

La suscettibilità da amplificazione viene basata sulla relazione

$$a_g S$$

dove a_g rappresenta il valore sismico di base che per il comune di Comiziano vale 0.25 mentre S rappresenta il fattore di amplificazione che deve tenere conto di tutti i fattori stratigrafici e topografici. Su tali accezioni si basa la carta della microzonazione sismica comunale.



FATTORE DI AMPLIFICAZIONE DINAMICA

La caratterizzazione sismica dei terreni eseguita è risultata la fase indispensabile per la valutazione dei fattori fisici che caratterizzano il sottosuolo e che svolgono una azione di modifica nelle caratteristiche spettrali di un eventuale sisma.

La caratterizzazione geolitologica del sottosuolo eseguita con l'ausilio dei sondaggi a carotaggio continuo, quella geotecnica estrapolata dalle prove penetrometriche DPSH e dalle prove di laboratorio geotecnico e quella geofisica ottenuta con l'ausilio dei sondaggi sismici in foro (Down-Hole) consentono di analizzare le variazioni che un onda sismica subisce in un determinato sito e che modifica le sollecitazioni a cui possono essere soggetti i manufatti da edificare.

Infatti, in caso di ipotetico terremoto, il raggiungimento di un onda sismica dalla sorgente che lo provoca (ipocentro) al singolo fabbricato da esaminare, è determinato da due fasi di modifica:

- la prima consiste nella *fase di attenuazione* che rappresenta il raggiungimento dell'onda, dalla sorgente ad un basamento rigido di una determinata area;
- la seconda consiste nella *fase di amplificazione* che rappresenta il passaggio dell'onda sismica da un basamento rigido ai litotipi di superficie non rigidi.

Questa seconda fase, va comunque studiata e verificata in ogni singolo progetto per conoscere quei fenomeni di amplificazione sismica (o addirittura di risonanza) con il manufatto da edificare che possono scaturire dalle condizioni sismiche presenti, in modo differente, nel sottosuolo di ogni singolo sito. Risulta ovvio, come indicano anche le normative, che ogni progetto ricadente all'interno del comune di Comiziano dovrà essere accompagnato da un adeguato studio per la caratterizzazione sismica del proprio sito, il quale può presentare, in modo puntuale, orizzonti, spessori e caratteristiche geosismiche leggermente o totalmente diversi, rispetto quelle registrate una area molto più vasta.

I fenomeni di amplificazione locale rappresentano i principali parametri su cui insistere per effettuare una zonazione sismica di II livello del territorio comunale e suddividerlo in "microzone" secondo i criteri dettati dal TC4 (Manual for Zonation on Seismic Geotechnical Hazards -TC4, 1993).

Uno studio di (micro)zonazione sismica può essere quindi definito come (Crespellani,1998): *"l'insieme degli studi sismologici, geologici, di ingegneria geotecnica e strutturale che, sulla base di analisi degli effetti prodotti dai terremoti occorsi in un dato territorio e anticipando con valutazioni quantitative gli scenari e gli effetti che possono essere indotti a scala locale (cioè nei siti, nei terreni di fondazione e nelle costruzioni e infrastrutture, nuove ed esistenti) da un "terremoto di riferimento", stabilisce dei criteri di suddivisione dell'area in esame indicando per ogni zona individuata i parametri ingegneristici da utilizzare per la pianificazione urbanistica e per la progettazione delle costruzioni e delle infrastrutture,*



indicando le indagini, gli accertamenti e le verifiche da effettuare nel sottosuolo e gli eventuali interventi di stabilizzazione”.

Nel Manuale di Zonazione vengono prese in esame tre grandi categorie di fenomeni di natura geotecnica associate ad un evento sismico:

- la risposta sismica locale;
- l’instabilità dei pendii;
- la liquefazione.

Per ciascuna di queste vengono presentate alcune metodologie di zonazione, suddivise secondo tre diversi livelli di approfondimento (I, II, III), in relazione all’estensione dell’area da esaminare, al tipo di dati disponibili o acquisibili, al livello di dettaglio della cartografia.

Il I livello (denominato nel Manuale TC4 “Zonazione Generale”) è suggerito per la zonazione di aree molto estese; fornisce indicazioni abbastanza approssimative e richiede un impegno economico limitato. Necessita della raccolta e dell’interpretazione di dati esistenti: notizie sui terremoti storici avvenuti nella zona in esame, informazioni relative alla sismicità, alla geologia e alla geomorfologia. Consente la redazione di mappe in scale comprese tra 1:1.000.000 a 1:50.000, con un contenuto informativo strettamente dipendente dalla qualità dei dati utilizzati.

I metodi di II livello (denominato nel Manuale TC4 “Zonazione Dettagliata”) richiedono, rispetto ai precedenti, la disponibilità di una documentazione più specifica e di maggior dettaglio per la caratterizzazione geologica, geotecnica e geomorfologica dell’area oggetto di studio, da integrare eventualmente mediante analisi speditive in sito. I dati l’instabilità dei pendii, la raccolta di testimonianze locali sugli effetti di terremoti passati e l’uso di foto aeree e telerilevamento per la zonazione nei riguardi di franosità e liquefazione. Le metodologie di II livello comportano costi contenuti e consentono la redazione di carte in scale comprese tra 1:100.000 e 1:10.000.

L’applicazione dei metodi di III livello (denominato nel Manuale TC4 “Zonazione Rigorosa”) richiede una caratterizzazione approfondita e accurata dell’area in esame, ottenuta per mezzo di rilievi topografici e di specifiche indagini geologiche e geotecniche in sito e in laboratorio. Il modello analitico definito sulla base di questi dati viene poi trattato facendo generalmente ricorso all’impiego di procedure numeriche di calcolo automatico. Gli studi di zonazione condotti con un livello di approfondimento così alto presentano costi elevati, anche se spesso costituiscono uno strumento indispensabile per la prevenzione sismica. Per la rappresentazione cartografica dei risultati delle analisi di III livello, vengono indicate nel Manuale di Zonazione scale comprese tra 1:25.000 e 1:5.000.

Lo studio presente in rapporto al P.U.C. ricade per l’appunto in un II livello di approfondimento.



Il moto sismico in prossimità della superficie terrestre è il risultato di una serie di complessi fenomeni di interazione tra il terreno e l'onda sismica nel suo cammino dalla sorgente al sito e la sua conoscenza è di importanza fondamentale per valutare il rischio sismico associato a qualunque fenomeno di natura geotecnica.

Definire il moto sismico in un sito significa individuarne uno o più parametri rappresentativi (per esempio l'intensità, la magnitudo, il valore massimo dell'accelerazione o della velocità, o l'intera storia di accelerazioni, velocità o spostamenti nel dominio del tempo o delle frequenze, ecc.) attraverso l'analisi di un modello che tenga conto dei meccanismi di generazione, di propagazione e degli effetti di sito.

Per la previsione del moto sismico atteso al sito in superficie è dunque necessario tenere conto di tre aspetti fondamentali:

- la sismicità regionale;
- l'attenuazione dell'intensità della scossa sismica con la distanza (leggi di attenuazione);
- gli effetti di sito (amplificazione locale).

In particolare, il numero di parametri richiesti per l'applicazione dei metodi di II livello è piuttosto ridotto e la loro determinazione può essere fatta anche sulla base di indagini speditive, utilizzando prove di uso comune e di costo limitato e ricorrendo, se necessario, all'impiego di correlazioni empiriche. Un ulteriore contenimento dei costi può essere ottenuto attraverso la raccolta e l'elaborazione dei dati relativi a prove eseguite precedentemente sull'area in studio.

I metodi di II livello possono essere suddivisi in tre categorie principali:

- metodi basati sulla definizione della velocità delle onde di taglio, V_s
- metodi basati sulla classificazione dei depositi;
- metodi basati sulla misura dei microtremori

Nel nostro caso le indagini effettuate consentono in modo soddisfacente di optare per una scelta metodologica basata sulla velocità delle onde di taglio V_s .

L'analisi teorica della propagazione delle onde in uno strato di terreno omogeneo, uniforme, a comportamento viscoelastico, posto su un substrato di rigidità finita (bedrock), mostra che la velocità delle onde di taglio è un parametro fondamentale per la valutazione della risposta sismica locale di un deposito. In particolare, si ha che il valore massimo della funzione di amplificazione (rapporto tra le ordinate dello spettro di Fourier relativo ai due segnali considerati, al variare della frequenza) tra il moto in sommità e alla base dello strato è dato dall'espressione:



$$A(\omega_0) = \frac{1}{\mu + \frac{\pi D}{2}}$$

dove ω_0 è la frequenza fondamentale dello strato,

$$\mu = \frac{\rho_s V_s}{\rho_r V_r}$$

μ è il rapporto di impedenza terreno-roccia (essendo ρ_r e V_r , ρ_s e V_s rispettivamente densità e velocità delle onde di taglio nel bedrock e nello strato) e D è il fattore di smorzamento del terreno.

Nel caso dei depositi reali la funzione di amplificazione non è esprimibile in forma analitica, ma può essere determinata mediante l'analisi di modelli semplificati con l'impiego di opportune tecniche numeriche. La scelta della metodologia non è di univoca interpretazione. Essa deve propendere a realizzare un modello attendibile per determinare i fattori di amplificazione del sito rispetto ad un "substrato" di riferimento a carattere regionale che per l'appunto viene identificato nella roccia calcarea litoide compatta (con $V_s > 800$ m/s prescrivono le N.T.C. 2008).

Tutte le metodologie, ovviamente, presentano vantaggi e svantaggi. Nel nostro caso si sono applicate più metodologie per poi confrontarle.

1) Amplificazione sismica ricavata attraverso l'Indice di Rischio Geotecnico IGH (Index Geotechnical Hazard)

Questo metodo applica le linee guida riportate nel manuale di zonazione sismica (TC4 1999) per eseguire un zonazione sismica di II livello. La metodologia per la valutazione dell'amplificazione si poggia sui dei parametri di penalità da attribuire ai seguenti fattori geologici e geomorfologici:

- Velocità delle onde sismiche
- Contrasto di velocità
- Degradazione ciclica della resistenza
- Profondità della falda
- Geomorfologia del sito
- Angolo di pendenza locale

VELOCITA' DELLE ONDE DI TAGLIO

Rappresenta il più importante fattore per caratterizzare la stratigrafia in condizioni dinamiche. Ad una maggiore velocità corrisponde una maggiore impedenza (a pari di densità infatti $R = V_s \times \text{densità}$). L'IGH prevede le seguenti penalità in relazione alla V_s :



Prof. (m)	Vs > 360	300<Vs<360	240<Vs<300	180<Vs<240	100<Vs<180	Vs < 100
0 ÷ 5	0.5	0.5	1.0	1.5	2.0	3.0
5 ÷ 15	0.5	0.5	1.0	1.5	1.5	2.5
15 ÷ 30	0.5	1.0	1.0	1.0	1.0	2.0
30 ÷ 90	0.5	1.0	1.0	1.0	1.0	1.5

CONTRASTO DELLE VELOCITA' DELLE ONDE DI TAGLIO

La grandezza del contrasto della velocità delle onde sismiche e la profondità dove si registra può modificare in modo particolare l'accelerazione del sisma. Si riporta in tabella le penalità da attribuire a questo parametro:

Prof. (m)	Vs > 360	300<Vs<360	240<Vs<300	180<Vs<240	100<Vs<180	Vs < 100
0 ÷ 10	3.0	3.0	2.5	2.0	2.0	1.0
10 ÷ 30	3.5	2.0	1.5	1.0	1.0	0.5
30 ÷ 90	2.0	1.0	1.0	1.0	0.5	0.0

DEGRADAZIONE CICLICA DELLA RESISTENZA

La degradazione ciclica della resistenza è associata all'Indice di Plasticità poiché la degradazione allo sforzo ciclico aumenta al diminuire dell' Ip:

Ip > 50	20 <Ip < 50	10 < Ip < 20
0.0	1.0	2.0

PROFONDITA' DELLA FALDA ACQUIFERA

In questo caso la penalità viene attribuita in modo maggiore al diminuire della profondità della falda acquifera dal piano di campagna:

prof. > 10	5 < prof. < 10	prof. < 5
0.0	1.0	2.0

GEOMORFOLOGIA DEL SITO E ANGOLO DI PENDENZA LOCALE

Questi fattori prendono in considerazione le condizioni topografiche che generano amplificazioni dell'onda sismica:

area pianeggiante	Area in pendenza	Cresta
0.0	1.5	2.5

Inclinazione < 5°	5° < Inclinazione < 15°	Inclinazione > 15°
0.5	1.5	3.0



La sommatoria di tutte le penalità resituisce l'indice di rischio geotecnico (I.G.H.) dalla seguente tabella:

I.G.H.	Rischio di amplificazione	Livello
2.5 ÷ 4.0	Basso	I
4.5 ÷ 6.0	Moderato	II
6.5 ÷ 8.0	Medio	III
8.5 ÷ 10.0	Alto	IV
Maggiore di 10.5	Molto Alto	V

2) Metodo di Midorikawa (1987)

Si tratta di un metodo consigliato nel Manuale TC4 per microzonazioni di II livello. Il fattore di amplificazione relativa per il picco di accelerazione è fornito dalla relazione:

$$Fa = 68Vs^{-0.6} \text{ per } Vs < 1100 \text{ m/s}$$

$$Fa = 1 \text{ per } Vs \geq 1100 \text{ m/s}$$

dove V_s è la velocità media delle onde S degli strati fino ad una profondità massima di 30 metri.

Questo richiede che nel caso il bedrock, qui individuato da una velocità limite di 1100 m/s, si trovi ad una profondità superiore a 30 m, va considerata solo la media delle velocità degli strati compresi fra le profondità 0 e 30 m.

Il valore dell'accelerazione di picco in superficie è dato dalla:

$$a_{max}(g) = a_g \text{ bedrock } Fa$$

Rappresenta un metodo che ha il vantaggio della semplicità e adottando come V_s il valore del $V_{s,30}$ rispetta anche la classificazione dei suoli richiesta dalle N.T.C. 2008. Di contro presenta lo svantaggio di non considerare il contrasto d'impedenza dovuto ai differenti comportamenti dei litotipi nei primi 30 metri.

3) Fattore di Amplificazione Dinamica e Fattore di Amplificazione medio con le relazioni proposte da Carrara E., Rapolla A. e Roberti N. (1987) per un modello a 2 orizzonti più un basamento senza considerare lo smorzamento

Per un sottosuolo con costituzione regolare il Fattore di Amplificazione Dinamica (F.A.D.) è dato dal rapporto tra l'ampiezza dell'onda trasversale, rispetto l'ampiezza dell'onda di trasversale misurabile su un basamento rigido.

La seguente relazione mostra la funzione di amplificazione dinamica in un modello costituito da due strati più un basamento



$$F.A.D. = \left[\cos^2 \theta_1 \cos^2 \theta_2 + 2 \left(\frac{\gamma_2 V_2}{\gamma_3 V_3} \frac{\gamma_1 V_1}{\gamma_3 V_3} - \frac{\gamma_1 V_1}{\gamma_2 V_2} \right) \times \sin \theta_1 \cos \theta_1 \sin \theta_2 \cos \theta_2 + \frac{\gamma_1^2 V_1^2}{\gamma_2^2 V_2^2} \sin^2 \theta_1 \sin^2 \theta_2 + \frac{\gamma_2^2 V_2^2}{\gamma_3^2 V_3^2} \cos^2 \theta_1 \sin^2 \theta_2 + \frac{\gamma_1^2 V_1^2}{\gamma_3^2 V_3^2} \sin^2 \theta_1 \cos^2 \theta_2 + \right]^{\frac{1}{2}} \quad \text{dove} \quad \theta_1 = \omega \frac{H_1}{V_1} \quad \theta_2 = \omega \frac{H_2}{V_2}$$

la funzione si adatta particolarmente al nostro caso per valutare il contrasto d'impedenza tra le tre classi litotecniche individuate nei sondaggi. Il modello ipotizzato e per l'appunto quello a due orizzonti (piroclastici e ghiaie calcaree alluvionali) più un basamento litoide (dove al posto del calcare compatto si è sostituito il banco di tufo ignimbrítico). Si è ritenuto giusto adottare una formula a due strati più un basamento rigido senza applicazione del coefficiente di smorzamento.

Il parametro medio di Fa è stato misurato nel range di 0-12 Hz.

Si sono sperimentati sia l'applicazione con due sismostrati più un basamento (dato dal terzo sismostrato), sia l'applicazione con la media delle Vs nei due classi litotecniche superficiali (piroclastite e ghiaia calcarea) più una terza classe costituita dalla media delle Vs nel basamento tufaceo.

4) Fattore di Amplificazione Dinamica e fattore di Amplificazione medio con il modello 1D proposto da EERA (Equivalent linear Earthquake site Response Analyses" -Bardet J.P, Ichii K., et al, 2000)

Un applicazione numerica di calcolo probabilistico di una analisi di risposta sismica locale si può ricondurre dalle stratigrafie rilevate nei sondaggi geognostici a carotaggio continuo, eseguiti nel territorio comunale. L'analisi, vista l'omogeneità dei terreni comunali e l'assenza di variazioni laterali è stata sviluppata utilizzando una metodologia di calcolo numerico monodimensionale (1D), codificate in un programma denominata **EERA**, questo formulato e testato dal dipartimento di Ingegneria Civile della "University of Southern California" si basa su un approccio numerico di un modello di sottosuolo reale caratterizzato geometricamente e meccanicamente tramite l'acquisizione di dati geologici, geotecnici e geofisici.

Nel caso in esame i dati sono stati ottenuti dalla esecuzione nell'area in studio di n° 10 sondaggi a c.c., con relative prove di laboratorio, di n° 9 profili sismici in perforo di tipo "Down Hole". Le risultanze dei calcoli, hanno permesso di definire quantitativamente sullo strato di fondazione, dato un opportuno *input sismico* le frequenze dominanti del segnale di ingresso, la frequenza fondamentale del sottosuolo, il fattore di amplificazione, i valori di accelerazione max (PGA), di velocità max (PGV), di spostamento max (PGD), e la massima accelerazione spettrale (PSV), inoltre in armonia con le norme impartite dal Decreto del 14-1-2008, del Ministero delle Infrastrutture, relativo alle "Norme tecniche per le Costruzioni", si sono verificati e confrontati i parametri indici della normativa, con quelli ottenuti dai calcoli numerici.

Dalle indagini geognostiche eseguite si possono definire tre classi litotecniche identificate nei tre litotipi principali individuati (piroclastici, ghiaia alluvionale, tufo ignimbrítico).



L'applicazione dei codici di calcolo numerici nell'ottica di una modellazione realistica del sottosuolo necessita di un accorpamento degli strati in diverse classi litotecniche, ottenute mediante una caratterizzazioni geofisica, geotecnica e fisico meccanica. In tal modo le unità litotecniche potranno essere computate nelle elaborazioni dei codici numerici per il calcolo dei parametri di strong motion (PGA,PGV etc.) allo superficie dello strato considerato.

Il concetto di base su cui si sviluppano i moduli numerici, riguardano la teoria del *comportamento non lineare e dissipativo dei terreni* in condizioni dinamiche e ciò è, la non esistenza di una funzione lineare che descriva in maniera reversibile (a causa della dissipazione di energia meccanica) il legame tensione-deformazione di un terreno, quando questo è sottoposto ad una sollecitazione dinamica.

La valutazione della risposta sismica tiene conto non solo delle variazioni di ampiezza massima del moto sismico di riferimento, ma anche dell'effetto di filtraggio esercitato su di esso dagli strati. Nello specifico la modifica del contenuto in frequenze del segnale di entrata, durante il tragitto che va dal bedrock verso gli strati superficiali, viene rappresentata dalla cosiddetta " *funzione di amplificazione* ", già definita come il rapporto tra lo spettro di Fourier del moto alla superficie dello strato considerato, e quello dell'analogo componente in corrispondenza del bedrock. La funzione di amplificazione, quindi, dipenderà dalla combinazione tra le "caratteristiche stratigrafiche del sottosuolo, ampiezza e contenuto in frequenza del moto sismico del basamento e l'incidenza del comportamento non lineare dei terreni".

Il programma di calcolo 1D - EERA richiede che vengano soddisfatte alcune ipotesi nella modellazione del sottosuolo, quali:

- stratificazione delle unità litotecniche e del substrato orizzontali.
- volume di terreno considerato sufficientemente lontano dai fianchi dell'unità.
- dimensioni orizzontali delle unità elevate rispetto lo spessore.

Nel caso del comune di Comiziano tutte e tre le condizioni vengono soddisfatte. Infatti tutti i tre litotipi rinvenuti in sito (piroclastici, ghiaie calcaree alluvionali e tufo ignimbrítico) possiedono giaciture tabulari con lievissima pendenza che nel singolo sito può essere considerata prossima o vicina allo zero.

Le procedure di calcolo, considerano nella soluzione dell'equilibrio dinamico del sistema, come già accennato, il legame non lineare attraverso due tipologie di analisi: l'**EERA** "Equivalent linear Earthquake site Response Analyses" (Bardet J.P, Ichii K., et al, 2000), che risulta una moderna implementazione di "Well-Known" sviluppata su gli stessi concetti basilari del famoso codice numerico SHAKE (Schnabel et al.,1972) e SHAKE 91(Idriss I.M. e Sun, J.I. 1992), per quanto riguarda i modelli rappresentativi del sottosuolo, il codice EERA si basa sul modello a "strati continui" dove il terreno è schematizzabile come un mezzo continuo multistrato, in cui ogni strato è assunto omogeneo ed a comportamento visco-elastico lineare. Nel modello l'analisi di risposta locale viene effettuata risolvendo le equazioni del moto, nota l'eccitazione sismica al basamento, che rappresenta in entrambi i casi, la storia temporale dell'accelerazione $a(t)$.

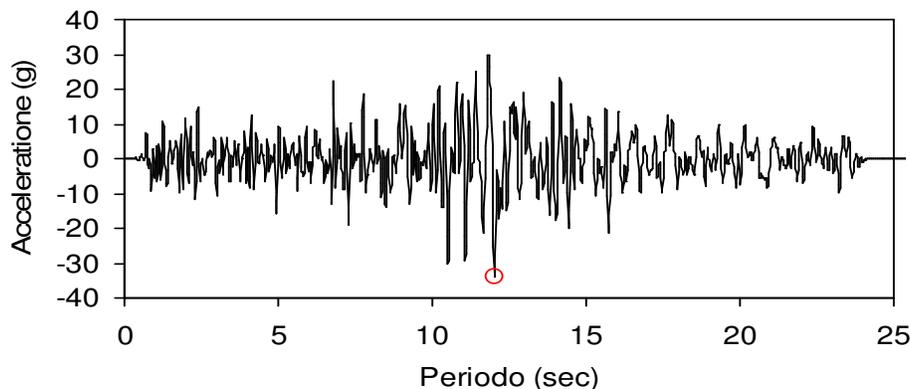


Il moto di input rappresenta il segnale sismico al bedrock, la cui ampiezza e il contenuto in frequenza dipendono dalle caratteristiche del meccanismo della sorgente sismica, dalla magnitudo e dalla traiettoria sorgente-sito compiuta dalle onde sismiche. Il moto di input, da inserire nel programma di calcolo EERA, è stato espresso da un' accelerogramma che ne rappresenta la storia temporale $a(t)$, normalizzato a 0.1 g, riferito ad una probabile eccitazione sismica registrata su un bedrock affiorante (outcropping). Esistono diversi approcci per la determinazione del moto di input, in questo studio o il metodo *probabilistico-statistico*, in quanto si presta per scopi applicativi.

Gli strumenti necessari sono:

- un database di pericolosità di base, dove sono presenti i valori di pericolosità sismica per tutti i comuni italiani.
- un foglio di calcolo sviluppato secondo la tecnica di Bommer JJ., Scott S.G., *et al.*,(2000), qualora non si conoscessero le caratteristiche delle sorgenti sismogenetiche intorno al sito.
- un programma di esecuzione che permette di ricavare, dati una Magnitudo ed una distanza d (riferite ad una sorgente), un accelerogramma, secondo la procedura descritta da: Sabetta F. & Pugliese A. (1996). Il metodo probabilistico permette quindi di determinare il moto atteso (espresso con uno dei parametri di *strong motion*, PGA, PGV) partendo da un'analisi di pericolosità di base, che è stata effettuata stimando i parametri di scuotimento del terreno, attesi su sito rigido e aventi probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni (periodo di ritorno equivalente = 475 anni).

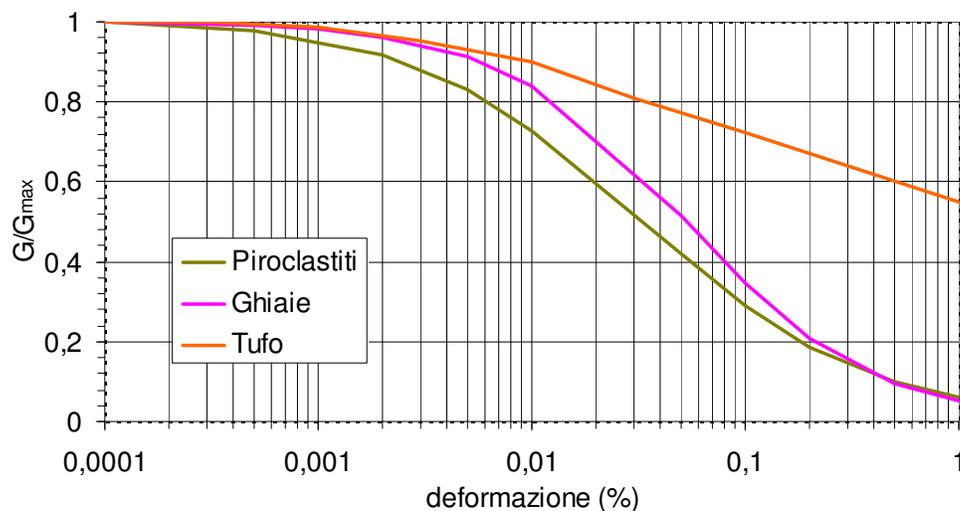
Nel caso in esame, visto il divieto delle norme a far uso di accelerogrammi artificiali, è stato adottato, come terremoto di riferimento, l'accelerogramma, ricavato dal sito "ITACA" e dal sito della ReLUIIS (**R**ete dei **L**aboratori **U**niversitari di **I**ngegneria **S**ismica in collaborazione tra numerose Università e l'ENEA), del terremoto irpino del 23-11-1980 registrato nella stazione di Arienzo (Il più forte terremoto registrato per quest'area negli ultimi anni). Per l'area in studio è stato, quindi, considerato questo sisma come massimo evento potenziale con Magnitudo $M = 6,9$ e distanza epicentrale $d = 76.8$ Km.

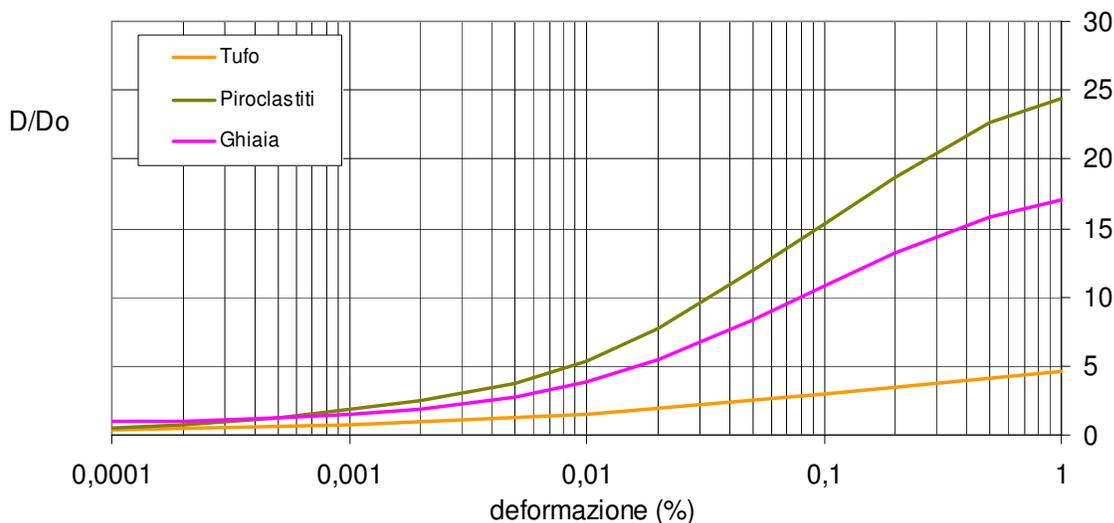




Le proprietà fisico-meccaniche dei materiali presenti nell'area in studio, necessari all'avviamento del software, sono state ottenute dalle relative indagini geognostiche, prove di laboratorio e indagini geofisiche mentre le curve di degrado $G/G_{max}-\gamma$ e D/γ (modulo di taglio e smorzamento), che definiscono le variazioni dinamiche del modulo di taglio G e dello smorzamento D con le deformazioni, sono state ricavate dai dati di letteratura (a tal proposito l'omogeneità dei 3 litotipi principali e la distribuzione uniforme su tutto il territorio comunale non comporta variazioni significative). Esse provengono dai dati di letteratura su specifiche prove di laboratorio, denominate "prove di colonna risonante" eseguite su materiali aventi caratteristiche simili in termini reologici, ai litotipi riscontrati nella zona in esame, tra la funzione del moto di input sismico, e le curve di degrado $G/G_{max}-\gamma$ e D/γ , ottenendo in tal modo, sia la funzione del segnale sismico sullo strato considerato (segnale di ingresso), sia la *funzione di amplificazione*; questa ultima di rilevante importanza, ai fini dello studio di R.S.L., in quanto determina le proprietà "filtro" degli strati, e cioè, le componenti del moto sismico, che sono state amplificate durante il passaggio dal bedrock alla superficie dello strato considerato. In accordo con i risultati effettuati tra codici lineari l'analisi eseguita con EERA ha condotto ad una amplificazione del moto sismico di ingresso (Caputo R, et al., 2004).

L'utilizzo di questo metodo non ha assolutamente lo scopo di effettuare un'analisi di III livello che si esplica per l'appunto nella determinazione della risposta sismica locale. Ma ha inteso valutare l'amplificazione media nel range di frequenza di 2÷12 Hz in un'applicazione molto dettagliata, dove la mancanza di prove di colonna risonante non comporta un margine di errore troppo elevato e al contempo consente di confrontare il fattore di amplificazione con gli altri metodi, più semplificati, proposti dai vari Autori. Al momento l'analisi di risposta locale 3D sono di difficilissima applicazione. I dati bibliografici sono stati "estrapolati" dai lavori di Vinale et al, eseguiti per il Centro Direzionale di Napoli pubblicati sulle riviste A.G.I.





Per giungere alla determinazione un'area deve essere sottoposta a specifiche indagini di dettaglio finalizzate alla definizione di tutte le proprietà puntuali che la caratterizzano. Tali indagini riguardano la definizione dei seguenti aspetti:

1. *Stratigrafia delle formazioni superficiali;*
2. *Profili di velocità delle onde sismiche trasversali e longitudinali dentro le formazioni superficiali;*
3. *Caratteristiche meccaniche dei terreni delle formazioni superficiali*
4. *Morfologia dell'area.*

Dalle indagini sismiche in foro sono stati ricavati i seguenti parametri:

- **Velocità delle onde di taglio (Vs).**
- **Velocità delle onde longitudinali (Vp).**
- **Modulo di taglio a piccole deformazioni (Go)**
- **Modulo di Young (E)**
- **Modulo di taglio (G)**

$$G_0 = \frac{\gamma_t}{g} (Vs)^2 \quad (\text{Ohta e Goto, 1978})$$

dove:

γ_t = peso di volume naturale;
 g = accelerazione di gravità (9,81 m/s²).



- **Modulo di elasticità dinamico**

$$E_d = V_p^2 \rho \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{1-\nu}$$

dove:

V_p è la velocità delle onde longitudinali;

ρ è la densità del terreno;

ν è il modulo di Poisson.

- **Rigidità sismica è dato da**

$$R = \gamma_t V_s$$

definito come il prodotto della velocità per il peso su unità di volume del mezzo in cui l'onda si propaga, è un parametro strettamente legato all'amplificazione sismica locale infatti l'incidenza dei danni tende a diminuire all'aumentare della rigidità sismica.

- **Frequenza e Periodo fondamentale dello strato**

$$f = \frac{V_s}{4H} ; T = \frac{4H}{V_s}$$

dove:

H è lo spessore dello strato

V_s è la velocità delle onde di taglio

Questi due parametri pur nella loro semplicità, assumono un importante significato dal punto di vista applicativo. Assimilando il sottosuolo ad uno strato omogeneo equivalente, essi forniscono una prima indicazione dei campi di frequenza in cui attendersi fenomeni di amplificazione locale.

I parametri geologici, geofisici e geotecnici consentono di caratterizzare i siti indagati in termini di classi litotecniche e sismostrati.



CLASSI LITOTECNICHE E SISMOSTRATI

La determinazione dei parametri e delle velocità delle onde di taglio ha portato alla individuazione delle seguenti unità geologiche:

Sondaggio S1 e Prova sismica "Down-Hole" DH1 - ditta "Isogea SRL" Di Portici

	H	Vp media	Vs media	C. Poisson	densità	Go	R	f	T	Ed	G	E
n. strati	(m)	m/s	m/s	adimens.	kN/m ²	Mpa	m/s kN/m ³	hertz	sec	Mpa	Mpa	Mpa
1	7	403	209	0,32	15	62,08	2920	7,4	0,13	1587,81	69,45	183,39
2	9	541	270	0,33	17	126,33	4590	7,5	0,13	3399,90	125,18	332,78
3	14	970	534	0,28	14	436,49	8014	9,5	0,10	11002,28	432,06	1104,10

SISMOSTRATI	SPESSORE (m)	Vs medio (m/s)	LITOTIPO
1	0÷16	243	Piroclastite-ghiaia
2	16÷19	433	Tufo ignimbrítico
3	19÷26	610	Tufo ignimbrítico
4	26÷30	478	Tufo ignimbrítico
Vs,30 =324		Categoria di suolo = C	

DATI DI CALCOLO MANUALE TC4

Categoria di suolo	C
Categoria zona	2
angolo di pendenza locale (gradi)	0

Indice di plasticità:	0
profondità falda (m):	27
Tipologia d'area	piatta

velocità onde di taglio (m/s)	324
profondità (m)	30
Contrasto delle Vs (m/s)	190
profondità (m)	16

FATTORI DI AMPLIFICAZIONE TOPOGRAFICA

Inclinazione del suolo:	0
sito in sommità:	no
scarpate e pendii isolati	no
Presenza di un bedrock superficiale	no

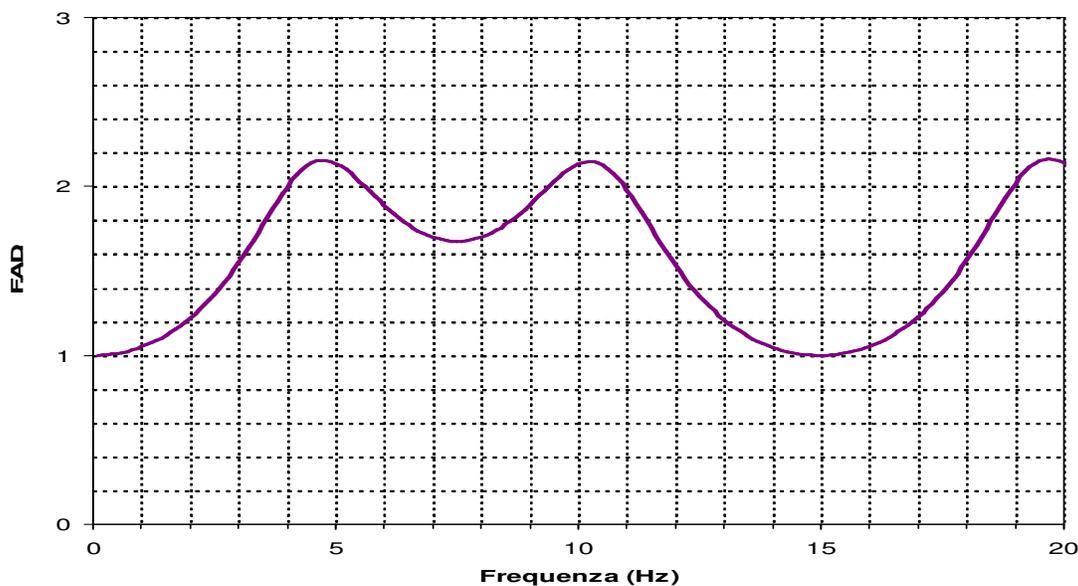
RISULTATI

accelerazione max terreno	0,3125 g
IGH (indice di rischio geotecnico)	4,5
fattore di amplificazione topografica	1
Rischio amplificazione	moderato
Livello	II
classe	1-2

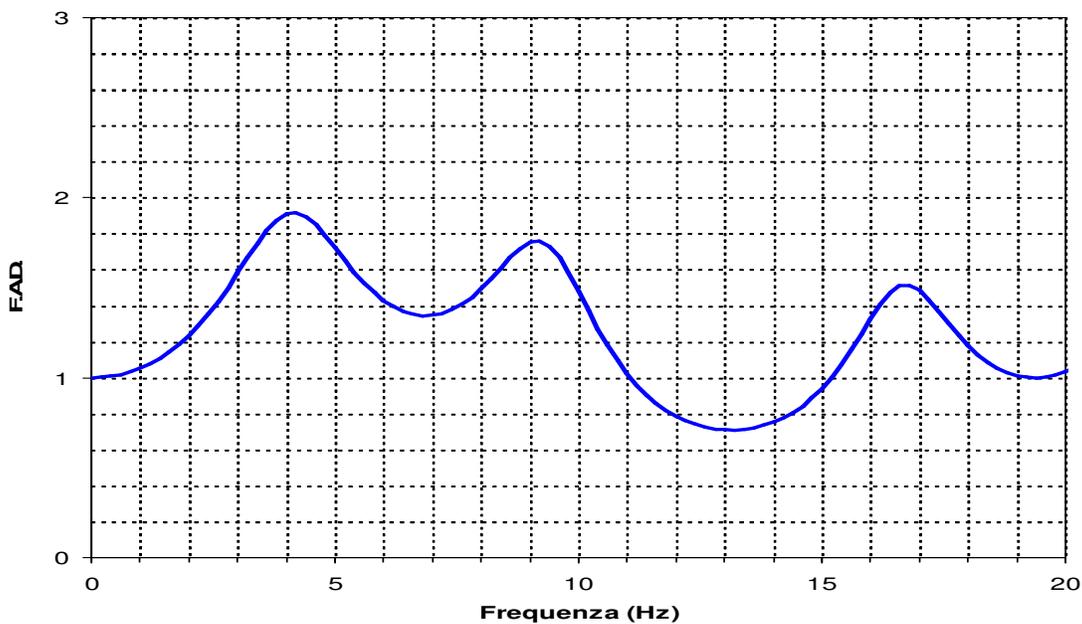


Fa di picco (Midorikawa, 1987) = $68 V_s^{-0.6}$ (V_s media nei 30 metri) = 2,12

Fa Carrara-Rapolla (medio) nei primi 12 Hz
per classi litotecniche = 1,71; per sismostrati = 1,60
F.A.D. Carrara-Rapolla = 2,16 frequenza 4,7 Hz
(non viene considerato lo smorzamento)



Fa medio Eera nei primi 12 Hz = 1.40
F.A.D. Eera = 1.91 frequenza 4,2 Hz





Sondaggio S2 e Prova sismica "Down-Hole" DH2 - ditta "Isogea SRL" Di Portici

	H	Vp media	Vs media	C. Poisson	densità	Go	R	f	T	Ed	G	Y
n. strati	m	m/s	m/s	adimens.	kN/m ²	Mpa	m/s kN/m ³	hertz	sec	Mpa	Mpa	Mpa
1	6	400	207	0,32	15	60,95	2893	8,6	0,12	1574,01	68,77	181,63
2	9	553	281	0,32	17	136,94	4779	7,8	0,13	5205,02	129,18	341,57
3	15	805	427	0,31	14	279,23	6410	7,1	0,14	7075,24	304,54	790,54

SISMOSTRATI	SPESSORE (m)	Vs medio (m/s)	LITOTIPO
1	0÷11	228	Piroclastite-ghiaia
2	11÷15	315	Ghiaia calcarea
3	15÷20	418	Tufo ignimbrico
4	20÷23	620	Tufo ignimbrico
5	23÷30	351	Tufo ignimbrico
Vs,30 =307		Categoria di suolo = C	

DATI DI CALCOLO MANUALE TC4

Categoria di suolo	C
Categoria zona	2
angolo di pendenza locale (gradi)	0

Indice di plasticità:	0
profondità falda (m):	31
Tipologia d'area	piatta

velocità onde di taglio (m/s)	307
profondità (m)	30
Contrasto delle Vs (m/s)	202
profondità (m)	20

FATTORI DI AMPLIFICAZIONE TOPOGRAFICA

Inclinazione del suolo:	0
sito in sommità:	No
scarpate e pendii isolati	No
Presenza di un bedrock superficiale	No

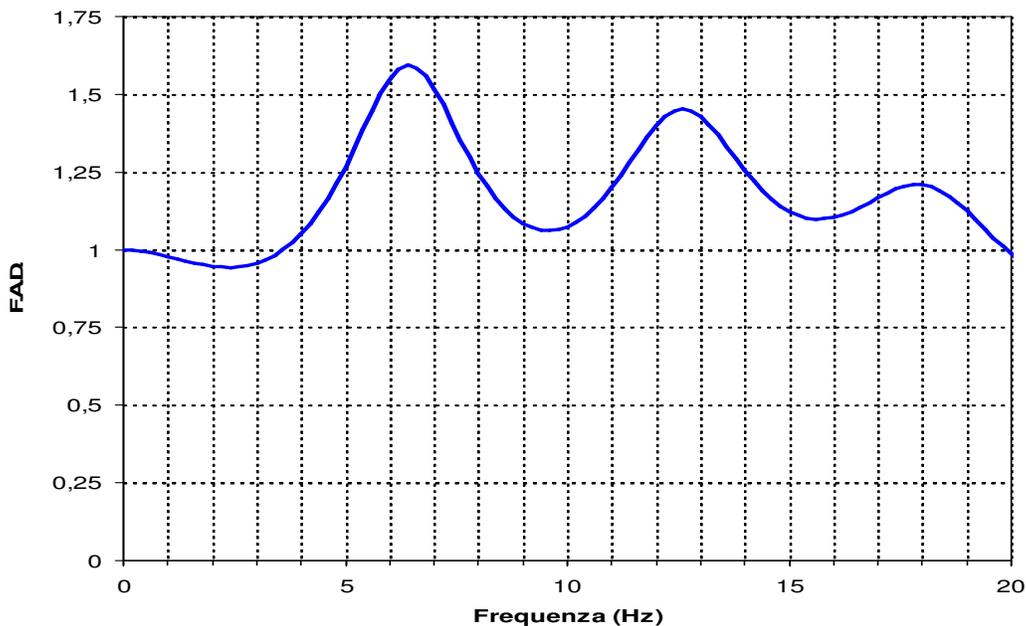
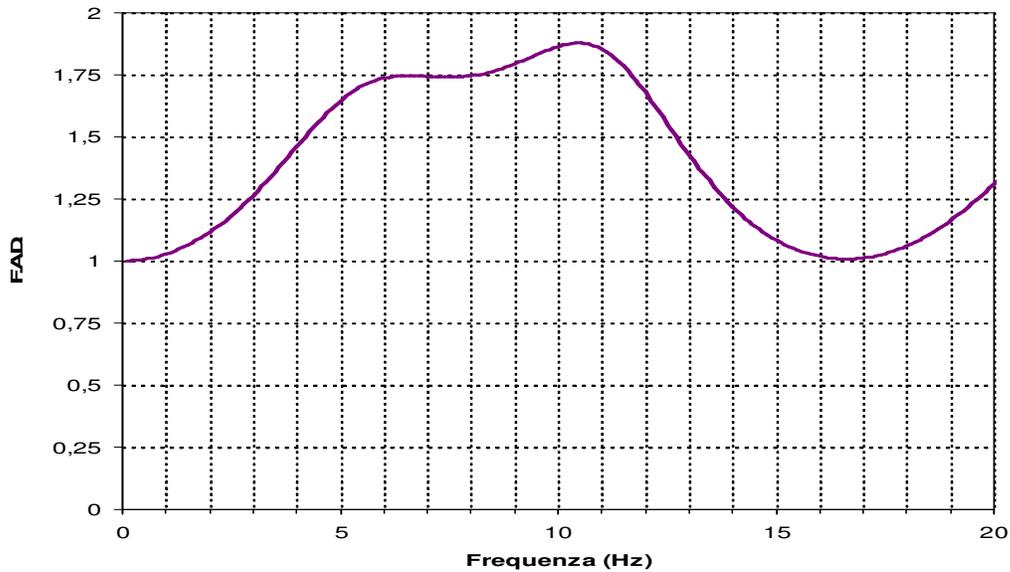
RISULTATI

accelerazione max terreno	0,3125 g
IGH (indice di rischio geotecnico)	4,5
fattore di amplificazione topografica	1
Rischio amplificazione	moderato
Livello	II
classe	1-2



Fa di picco (Midorikawa, 1987) = $68 V_s^{-0.6}$ (V_s media nei 30 metri) = 2,19

Fa Carrara-Rapolla (medio) nei primi 12 Hz
per classi litotecniche = 1,55; per sismostrati = 1,32
F.A.D. Carrara-Rapolla = 1,88 frequenza 10,5 Hz
(non viene considerato lo smorzamento)



Fa medio Eera nei primi 12 Hz = 1.17
F.A.D. Eera = 1.59 frequenza 6,4 Hz



Sondaggio S3 e Prova sismica "Down-Hole" DH3 - ditta "Isogea SRL" Di Portici

	H	Vp media	Vs media	c. Poisson	densità	Go	R	f	T	Ed	G	E
n. strati	m	m/s	m/s	adimens.	kN/m ²	Mpa	m/s kN/m ³	hertz	sec	Mpa	Mpa	Mpa
1	6,5	436	224	0,32	15	71,79	3140	8,8	0,11	1857,37	81,25	214,81
2	7	627	319	0,32	17	175,87	5416	11,4	0,09	4627,73	168,10	445,29
3	16,5	863	468	0,29	14	335,08	7022	7,1	0,14	8487,57	330,77	852,71

SISMOSTRATI	SPESSORE (m)	Vs medio (m/s)	LITOTIPO
1	0÷8	233	Piroclastite-ghiaia
2	8÷13	310	Ghiaia calcarea
3	13÷23	410	Tufo ignimbrico
4	23÷30	531	Tufo ignimbrico
Vs,30 =341		Categoria di suolo = C	

DATI DI CALCOLO MANUALE TC4

Categoria di suolo	C
Categoria zona	2
angolo di pendenza locale (gradi)	0

Indice di plasticità:	0
profondità falda (m):	29
Tipologia d'area	piatta

velocità onde di taglio (m/s)	341
profondità (m)	30
Contrasto delle Vs (m/s)	100
profondità (m)	13

FATTORI DI AMPLIFICAZIONE TOPOGRAFICA

Inclinazione del suolo:	0
sito in sommità:	No
scarpate e pendii isolati	No
Presenza di un bedrock superficiale	No

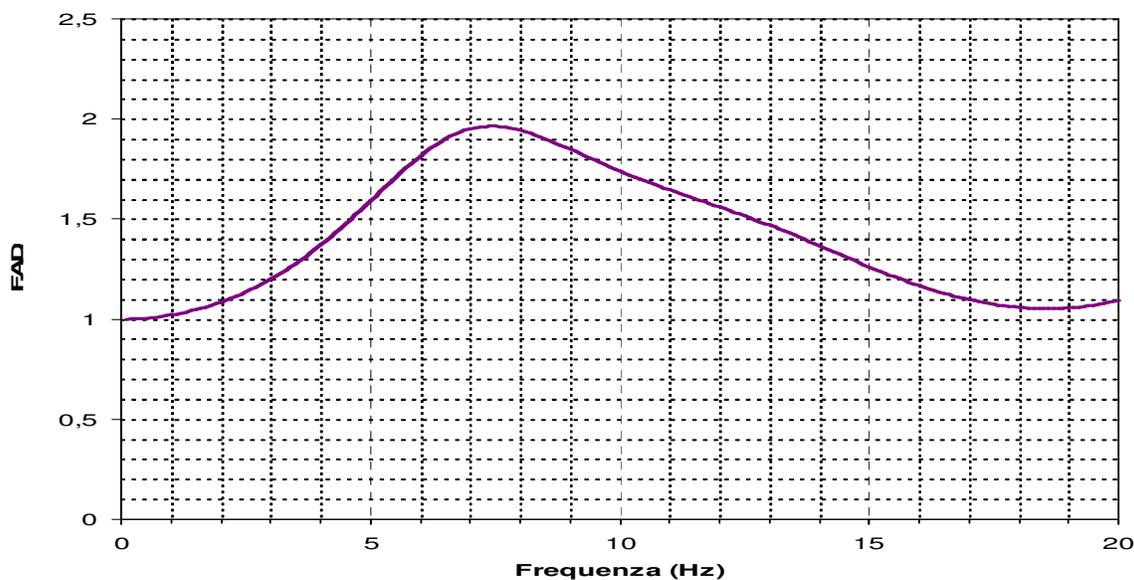
RISULTATI

accelerazione max terreno	0,3125 g
IGH (indice di rischio geotecnico)	4,5
fattore di amplificazione topografica	1
Rischio amplificazione	moderato
Livello	II
classe	1-2

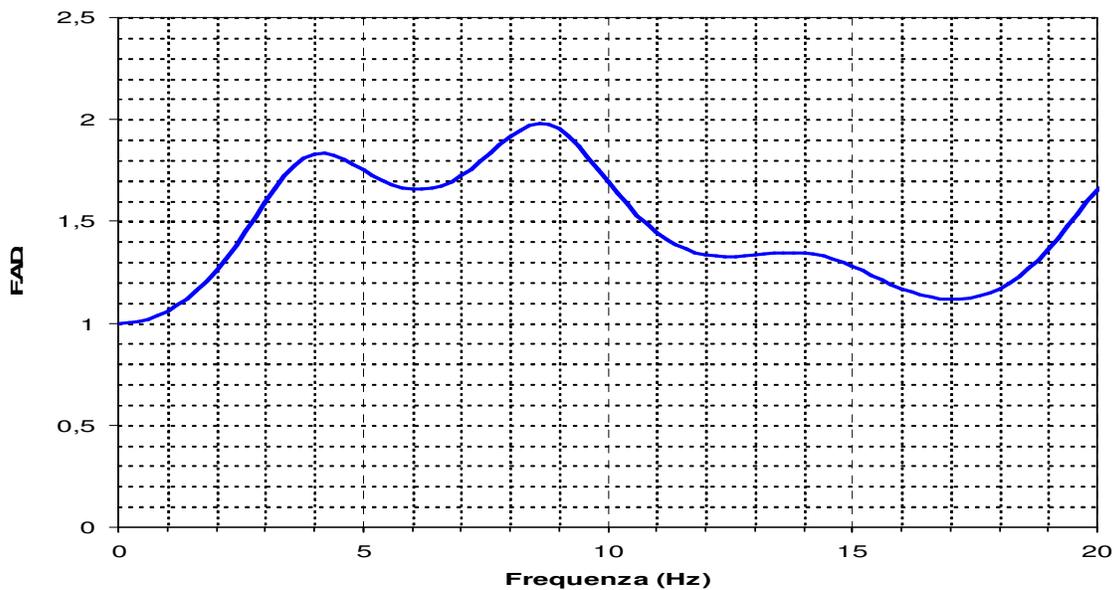


Fa di picco (Midorikawa, 1987) = $68 V_s^{-0.6}$ (V_s media nei 30 metri) = 2,06

Fa Carrara-Rapolla (medio) nei primi 12 Hz
per classi litotecniche = 1,54; per sismostrati = 1,39
F.A.D. Carrara-Rapolla = 1,96 frequenza 7,4 Hz



Fa medio Era nei primi 12 Hz = 1.58
F.A.D. Era = 1.98 frequenza 8,6 Hz





Sondaggio S4 e Prova sismica "Down-Hole" DH4 - ditta "Isogea SRL" Di Portici

	H	Vp media	Vs media	c. Poisson	densità	Go	R	f	T	Ed	G	E
n. strati	m	m/s	m/s	adimens.	kN/m ²	Mpa	m/s kN/m ³	hertz	sec	Mpa	Mpa	Mpa
1	6,5	408	208	0,32	15	61,94	2917	8,0	0,12	1613,01	70,39	186,39
2	6	621	320	0,32	17	177,45	5440	13,3	0,08	4565,85	165,20	433,72
3	17,5	1200	674	0,27	14	693,64	10103	9,6	0,10	17285,92	638,94	1621,75

SISMOSTRATI	SPESSORE (m)	Vs medio (m/s)	LITOTIPO
1	0÷11	239	Piroclastite-ghiaia
2	11÷13	430	Ghiaia calcarea
3	13÷16	607	Tufo ignimbrico
4	16÷30	688	Tufo ignimbrico
Vs ₃₀ =395		Categoria di suolo = B	

DATI DI CALCOLO MANUALE TC4

Categoria di suolo	B
Categoria zona	2
angolo di pendenza locale (gradi)	0

Indice di plasticità:	0
profondità falda (m):	42
Tipologia d'area	piatta

velocità onde di taglio (m/s)	395
profondità (m)	30
Contrasto delle Vs (m/s)	191
profondità (m)	11

FATTORI DI AMPLIFICAZIONE TOPOGRAFICA

Inclinazione del suolo:	0
sito in sommità:	No
scarpate e pendii isolati	No
Presenza di un bedrock superficiale	No

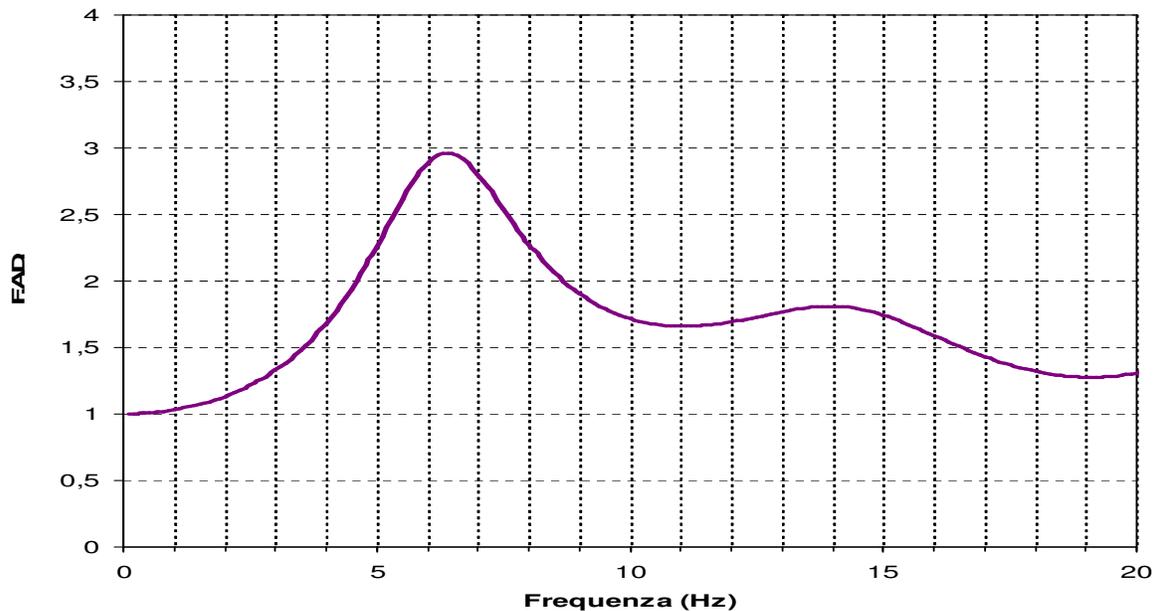
RISULTATI

accelerazione max terreno	0,3125 g
IGH (indice di rischio geotecnico)	4,5
fattore di amplificazione topografica	1
Rischio amplificazione	moderato
Livello	II
classe	1-2

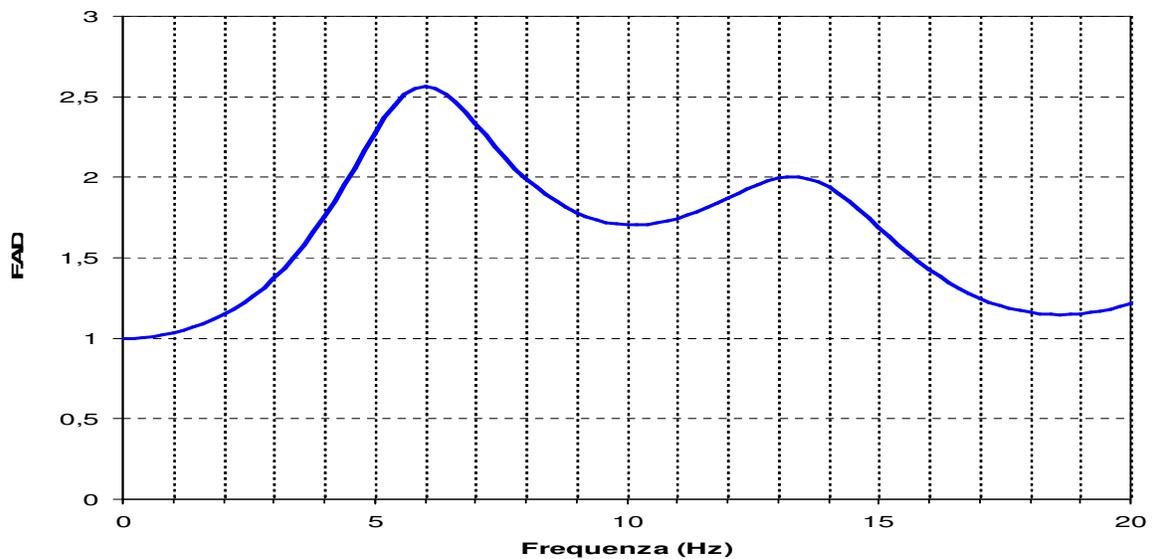


Fa di picco (Midorikawa, 1987) = $68 V_s^{-0.6}$ (V_s media nei 30 metri) = 1,88

Fa Carrara-Rapolla (medio) nei primi 12 Hz
per classi litotecniche = 1,84; per sismostrati = 1,50
F.A.D. Carrara-Rapolla = 2,96 frequenza 6,4 Hz



Fa Eera (medio) nei primi 12 Hz (Eera) = 1.75
F.A.D. Eera = 2,56 frequenza 6,0 Hz





Sondaggio S6 e Prova sismica "Down-Hole" DH6 - ditta "Isogea SRL" Di Portici

n. strati	H m	Vp media m/s	Vs media m/s	c. Poisson adimens.	densità kN/m ²	Go Mpa	R m/s kN/m ³	f hertz	T sec	Ed Mpa	G Mpa	E Mpa
1	7	435	223	0,32	15	71,24	3128,02	8,0	0,13	1846,68	80,99	213,78
2	6,5	617	315	0,33	17	171,91	5354	5,8	0,17	4433,22	170,70	450,37
3	16,5	1096	612	0,27	14	572,94	9182	9,3	0,11	14319,29	527,74	1343,18

SISMOSTRATI	SPESSORE (m)	Vs medio (m/s)	LITOTIPO
1	0÷11	237	Piroclastite-ghiaia
2	11÷13	325	Ghiaia calcarea
3	13÷23	625	Tufo ignimbritico
4	23÷30	581	Tufo ignimbritico
Vs,30 =372		Categoria di suolo = B	

DATI DI CALCOLO MANUALE TC4

Categoria di suolo	B
Categoria zona	2
angolo di pendenza locale (gradi)	0

Indice di plasticità:	0
profondità falda (m):	27
Tipologia d'area	piatta

velocità onde di taglio (m/s)	372
profondità (m)	30
Contrasto delle Vs (m/s)	300
profondità (m)	13

FATTORI DI AMPLIFICAZIONE TOPOGRAFICA

Inclinazione del suolo:	0
sito in sommità:	No
scarpate e pendii isolati	No
Presenza di un bedrock superficiale	No

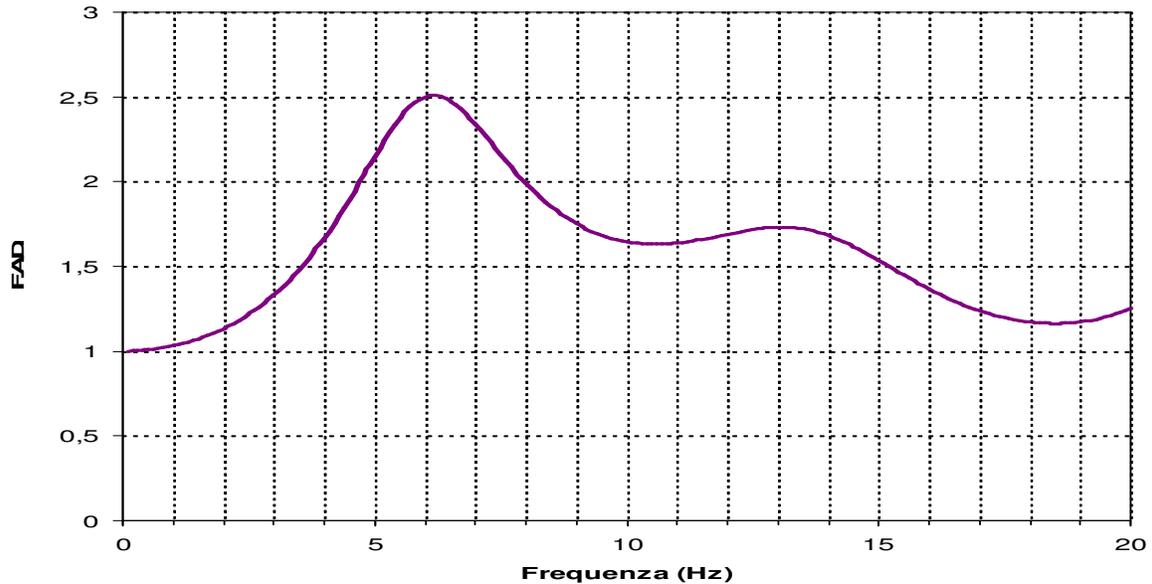
RISULTATI

accelerazione max terreno	0,3125 g
IGH (indice di rischio geotecnico)	5,5
fattore di amplificazione topografica	1
Rischio amplificazione	moderato
Livello	II
classe	1-2

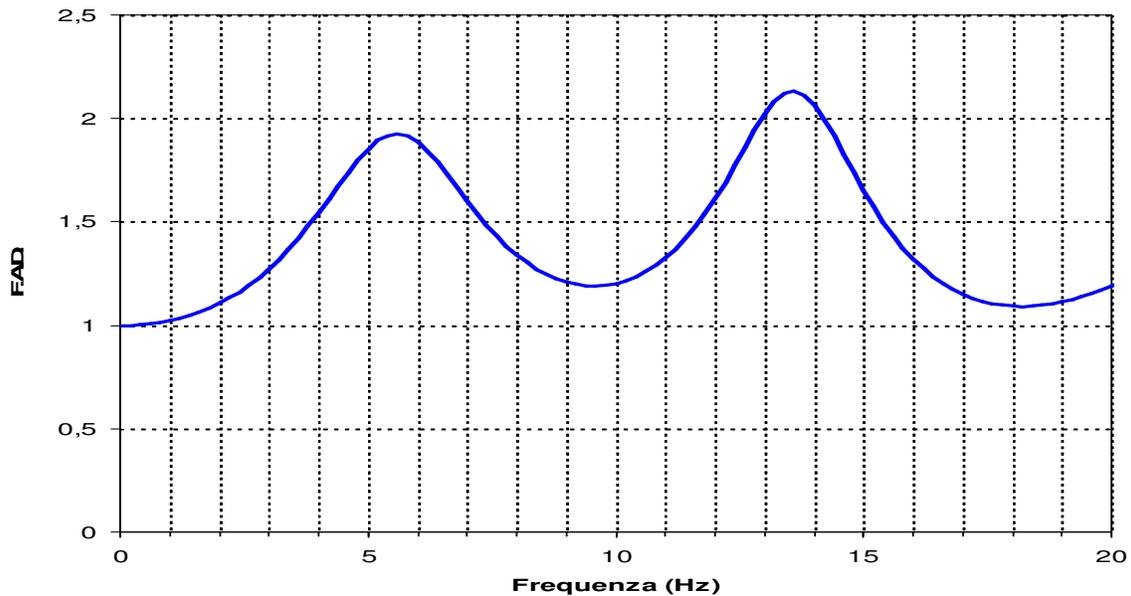


Fa di picco (Midorikawa, 1987) = $68 V_s^{-0.6}$ (V_s media nei 30 metri) = 1,95

Fa Carrara-Rapolla (medio) nei primi 12 Hz
per classi litotecniche = 1,71; per sismostrati = 1,51
F.A.D. Carrara-Rapolla = 2,51 frequenza 6,2 Hz



Fa Era (medio) nei primi 12 Hz (Era) = 1.38
F.A.D. Era = 2,13 frequenza 13,6 Hz





Sondaggio S1 “Sogeo s.r.l.” e Prova sismica “Down-Hole” S1 – ditta “G.G.I s.a.s.”

	H	Vp media	Vs media	c. Poisson	densità	Go	R	f	T	Ed	G	E
n. strati	m	m/s	m/s	adimens.	kN/m2	Mpa	m/s kN/m3	hertz	sec	Mpa	Mpa	Mpa
1	9	396	133	0,44	15	25,31	1864,33	3,7	0,27	709,20	25,74	73,70
2	7,5	1415	600	0,39	17	622,81	10191,5	20,0	0,05	17063,55	670,43	1344,30
3	15,5	1394	582	0,39	14	517,48	8726	9,4	0,11	14229,75	474,30	1321,25

SISMOSTRATI	SPESSORE (m)	Vs medio (m/s)	LITOTIPO
1	0÷8	133	Piroclastite-ghiaia
2	8÷10	407	Ghiaia calcarea
3	10÷16	664	Tufo ignimbrítico
4	16÷32	582	Tufo ignimbrítico
Vs,30 =306		Categoria di suolo = C	

DATI DI CALCOLO MANUALE TC4

Categoria di suolo	C
Categoria zona	2
angolo di pendenza locale (gradi)	0
Indice di plasticità:	0
profondità falda (m):	32
Tipologia d'area	piatta
velocità onde di taglio (m/s)	306
profondità (m)	30
Contrasto delle Vs (m/s)	274
profondità (m)	8

FATTORI DI AMPLIFICAZIONE TOPOGRAFICA

Inclinazione del suolo:	0
sito in sommità:	No
scarpate e pendii isolati	No
Presenza di un bedrock superficiale	No

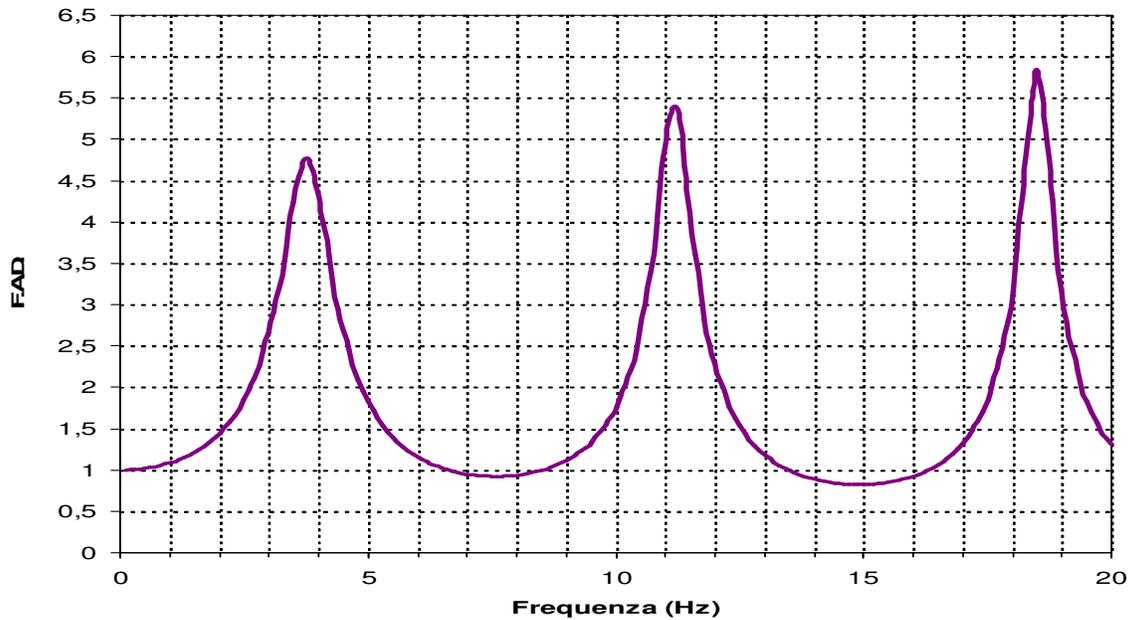
RISULTATI

accelerazione max terreno	0,3125 g
IGH (indice di rischio geotecnico)	6
fattore di amplificazione topografica	1
Rischio amplificazione	moderato
Livello	II
classe	1-2

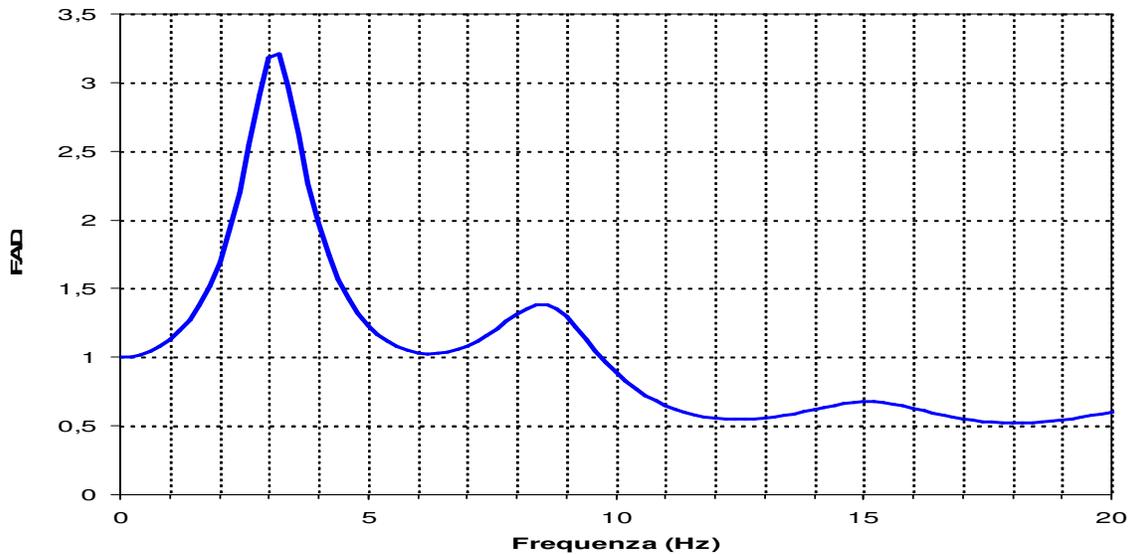


Fa di picco (Midorikawa, 1987) = $68 V_s^{-0.6}$ (V_s media nei 30 metri) = 2,19

Fa Carrara-Rapolla (medio) nei primi 12 Hz
per classi litotecniche = 1,98; per sismostrati = 1,89
F.A.D. Carrara-Rapolla = 5,84 frequenza 18,5 Hz



Fa Era (medio) nei primi 12 Hz (Era) = 1.34
F.A.D. Era = 3,20 frequenza 3,2 Hz





Sondaggio S2 “Sogeo s.r.l.” e Prova sismica “Down-Hole” S2– ditta “G.G.I s.a.s.”

n. strati	H m	Vp media m/s	Vs media m/s	c. Poisson adimens.	densità kN/m ²	Go Mpa	R m/s kN/m ³	f hertz	T sec	Ed Mpa	G Mpa	E Mpa
1	11	481	164	0,44	15	38,18	2290	3,7	0,27	1060,83	43,64	124,91
2	3	1462	628	0,39	17	683,44	10676	52,3	0,02	18808,28	680,04	1882,68
3	18	1400	586	0,39	14	525,27	8792	8,1	0,12	14523,69	481,46	1356,80

SISMOSTRATI	SPESSORE (m)	Vs medio (m/s)	LITOTIPO
1	0÷4	107	Riporto
2	4÷10	239	Riporto
3	10÷14	628	Riporto-Ghiaia
4	14÷32	586	Tufo ignimbrítico
V_{s,30} =318		Categoria di suolo = C	

DATI DI CALCOLO MANUALE TC4

Categoria di suolo	C
Categoria zona	2
angolo di pendenza locale (gradi)	0

Indice di plasticità:	0
profondità falda (m):	55
Tipologia d'area	piatta

velocità onde di taglio (m/s)	318
profondità (m)	30
Contrasto delle Vs (m/s)	389
profondità (m)	10

FATTORI DI AMPLIFICAZIONE TOPOGRAFICA

Inclinazione del suolo:	0
sito in sommità:	No
scarpate e pendii isolati	No
Presenza di un bedrock superficiale	No

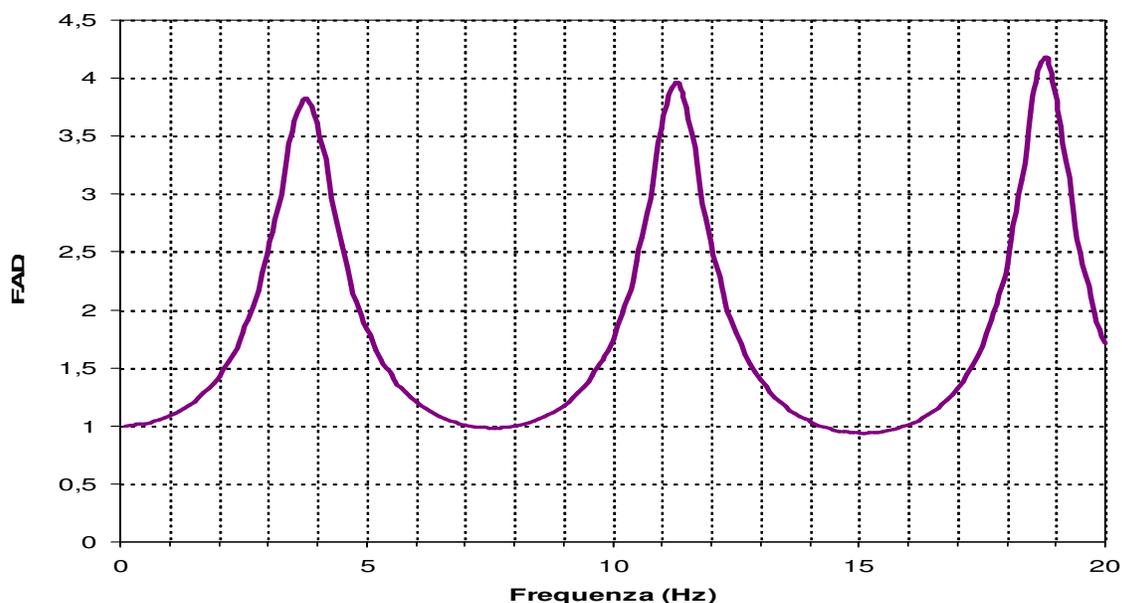
RISULTATI

accelerazione max terreno	0,3125 g
IGH (indice di rischio geotecnico)	5.5
fattore di amplificazione topografica	1
Rischio amplificazione	moderato
Livello	II
classe	1-2

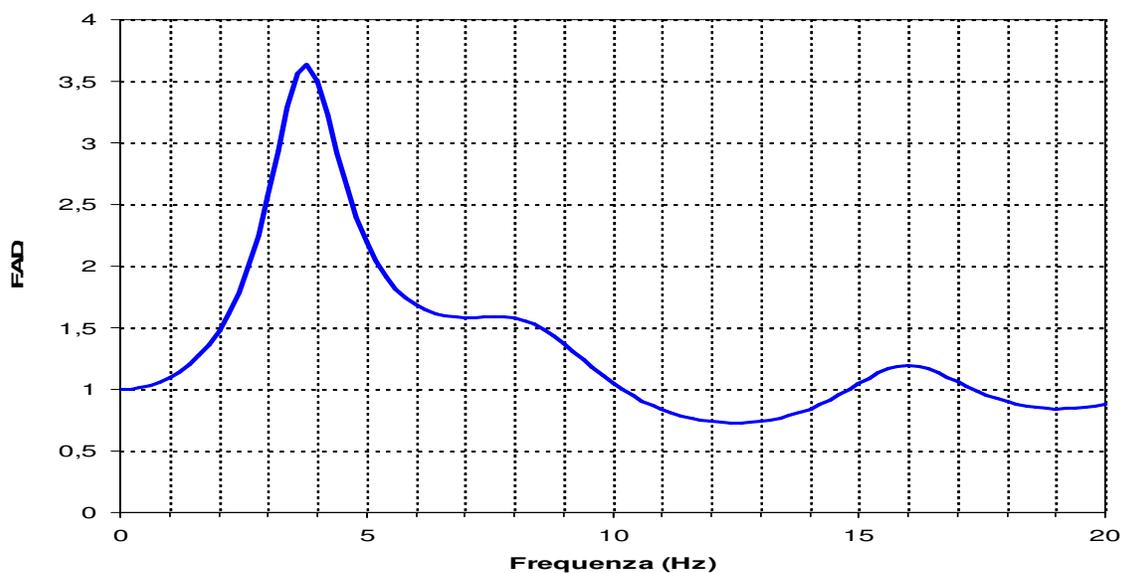


Fa di picco (Midorikawa, 1987) = $68 V_s^{-0.6}$ (V_s media nei 30 metri) = 2,14

Fa Carrara-Rapolla (medio) nei primi 12 Hz
per classi litotecniche = 1,85; per sismostrati = 1,77
F.A.D. Carrara-Rapolla = 4,18 frequenza 18,8 Hz



Fa Eera (medio) nei primi 12 Hz (Eera) = 1.64
F.A.D. Eera = 3,80 frequenza 3,6 Hz





Sondaggio S3 "Sogeo s.r.l." e Prova sismica "Down-Hole" S3- ditta "G.G.I s.a.s."

	H	Vp media	Vs media	c. Poisson	densità	Go	R	f	T	Ed	G	E
n. strati	M	m/s	m/s	adimens.	kN/m2	Mpa	m/s kN/m3	hertz	sec	Mpa	Mpa	Mpa
1	7,5	439	149	0,44	15	31,75	2088,333	5,0	0,20	870,26	40,55	115,87
2	4,5	1562	682	0,38	17	806,03	11594	37,9	0,03	22142,75	839,01	2316,87
3	20	1419	592	0,39	14	536,06	8882	7,4	0,14	14839,38	491,49	1367,59

SISMOSTRATI	SPESSORE (m)	Vs medio (m/s)	LITOTIPO
1	0÷4	94	Piroclastite
2	4÷8	259	Piroclastite-ghiaia
3	8÷12	682	Ghiaia-Tufo
4	12÷32	592	Tufo ignimbrico
Vs,30 =312		Categoria di suolo = C	

DATI DI CALCOLO MANUALE TC4

Categoria di suolo	C
Categoria zona	2
angolo di pendenza locale (gradi)	0

Indice di plasticità:	0
profondità falda (m):	45
Tipologia d'area	piatta

velocità onde di taglio (m/s)	312
profondità (m)	30
Contrasto delle Vs (m/s)	426
profondità (m)	8

FATTORI DI AMPLIFICAZIONE TOPOGRAFICA

Inclinazione del suolo:	0
sito in sommità:	No
scarpate e pendii isolati	No
Presenza di un bedrock superficiale	No

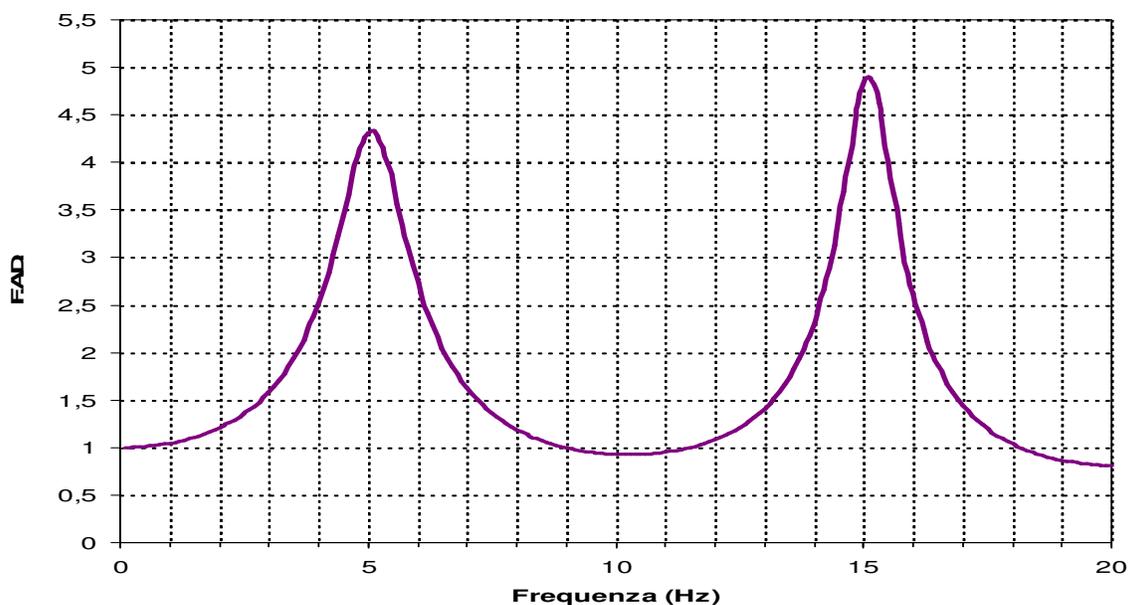
RISULTATI

accelerazione max terreno	0,3125 g
IGH (indice di rischio geotecnico)	5.5
fattore di amplificazione topografica	1
Rischio amplificazione	moderato
Livello	II
classe	1-2

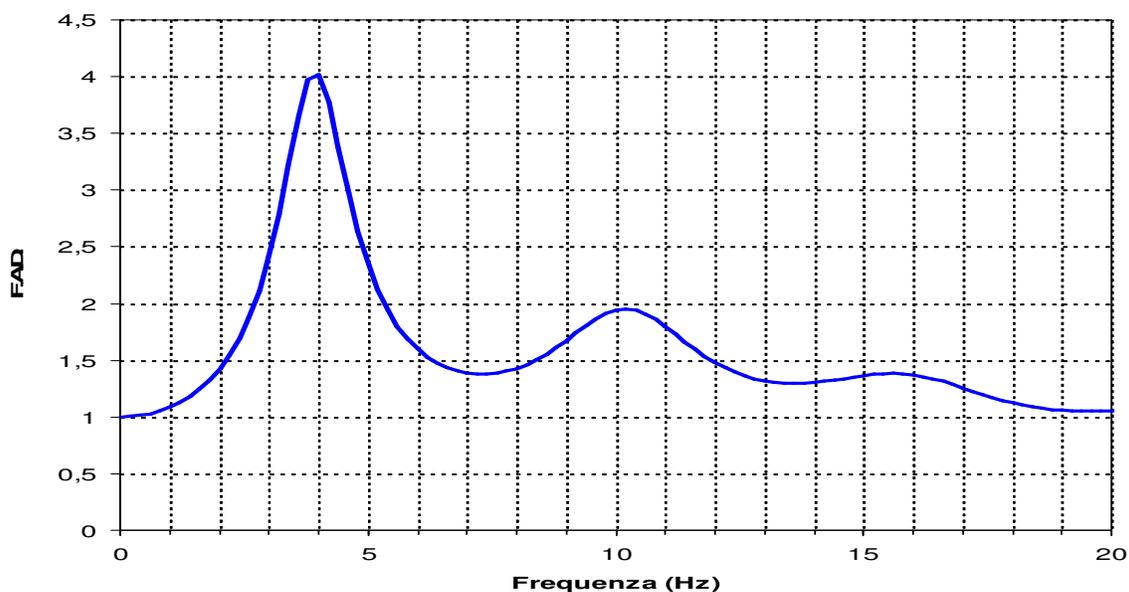


Fa di picco (Midorikawa, 1987) = $68 V_s^{-0.6}$ (V_s media nei 30 metri) = 2,17

Fa Carrara-Rapolla (medio) nei primi 12 Hz
per classi litotecniche = 1,67; per sismostrati = 2,27
F.A.D. Carrara-Rapolla = 4,90 frequenza 15,1 Hz



Fa Eera (medio) nei primi 12 Hz (Eera) = 1.85
F.A.D. Eera = 4,01 frequenza 4,0 Hz





Sondaggio S4 - Prova sismica "Down-Hole" D1 ditta G.G.I Di Casagiove

	H	Vp media	Vs media	c. Poisson	densità	Go	R	f	T	Ed	G	E
n. strati	m	m/s	m/s	adimens.	kN/m ²	Mpa	m/s kN/m ³	hertz	sec	Mpa	Mpa	Mpa
1	5,5	501	163	0,43	15	37,92	2282	7,4	0,13	1284,19	47,92	138,24
2	9	1503	508	0,44	17	447,65	8640	8,8	0,11	12679,84	474,62	1354,94
3	15,5	1446	632	0,38	14	611,38	9485	10,2	0,10	16746,58	581,36	1602,31

SISMOSTRATI	SPESSORE (m)	Vs medio (m/s)	LITOTIPO
1	0÷4	112	Piroclastite
2	4÷8	300	Piroclastite-ghiaia
3	8÷14	570	Ghiaia calcarea
4	12÷32	632	Tufo ignimbrico
Vs,30 =353		Categoria di suolo = C	

DATI DI CALCOLO MANUALE TC4

Categoria di suolo	C
Categoria zona	2
angolo di pendenza locale (gradi)	0
Indice di plasticità:	0
profondità falda (m):	54
Tipologia d'area	piatta
velocità onde di taglio (m/s)	353
profondità (m)	30
Contrasto delle Vs (m/s)	270
profondità (m)	8

FATTORI DI AMPLIFICAZIONE TOPOGRAFICA

Inclinazione del suolo:	0
sito in sommità:	No
scarpate e pendii isolati	No
Presenza di un bedrock superficiale	No

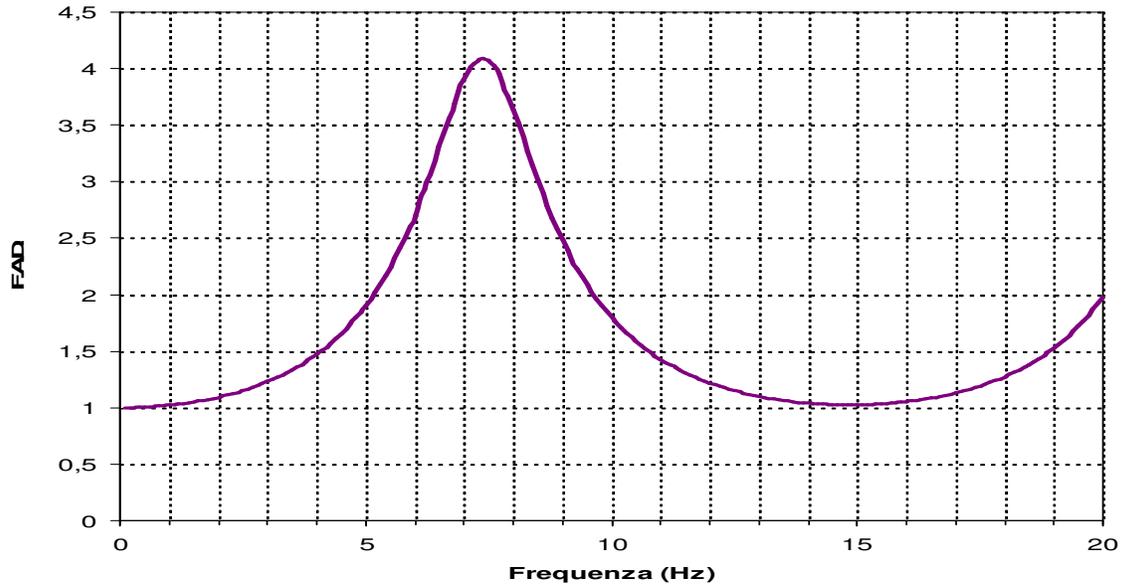
RISULTATI

accelerazione max terreno	0,3125 g
IGH (indice di rischio geotecnico)	6
fattore di amplificazione topografica	1
Rischio amplificazione	moderato
Livello	II
classe	1-2

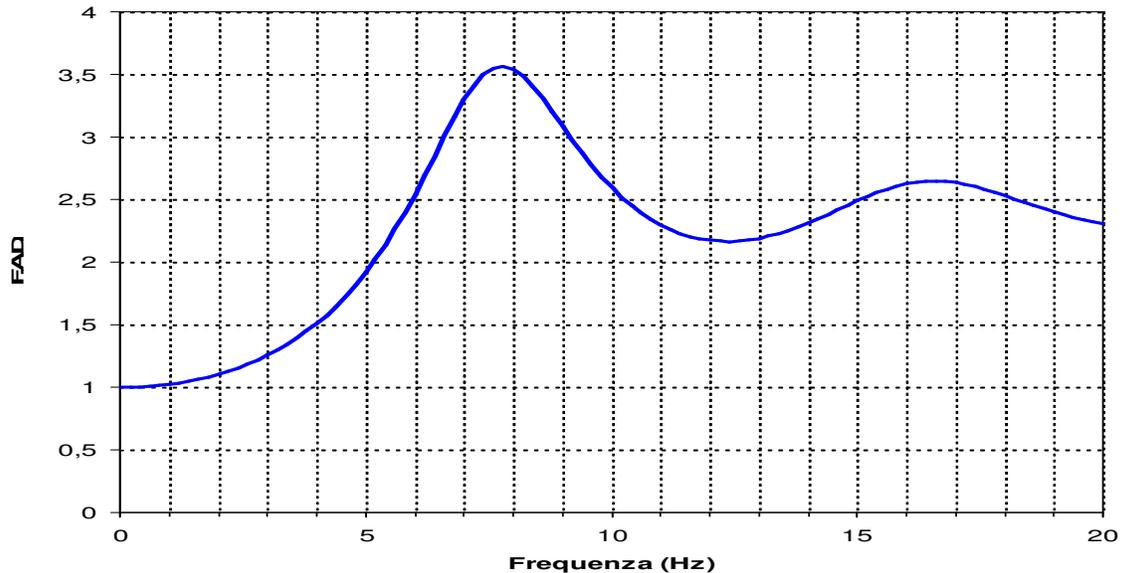


Fa di picco (Midorikawa, 1987) = $68 V_s^{-0.6}$ (V_s media nei 30 metri) = 2,01

Fa Carrara-Rapolla (medio) nei primi 12 Hz
per classi litotecniche = 1,98; per sismostrati = 2,14
F.A.D. Carrara-Rapolla = 4,09 frequenza 7,4 Hz



Fa Eera (medio) nei primi 12 Hz (Eera) = 2.14
F.A.D. Eera = 3,56 frequenza 7,8 Hz





Sulle base delle risultanze dei metodi applicati si sono costruite delle fasce di livello così costituite:

- 1) Fattore di Amplificazione Dinamica con la relazione di Carrara e Rapolla con modello a due strati superficiali più il basamento senza considerare lo smorzamento:
 - Da 1 a 2 moderato; da 2 a 3 medio; maggiore di 3 elevato
- 2) Fattore di Amplificazione Dinamica con il modello per la risposta locale 1D del software Eera:
 - Da 1 a 2 moderato; da 2 a 3 medio; maggiore di 3 elevato
- 3) Fattore di Amplificazione di picco con la relazione proposta da Midorikawa (1987) utilizzando come media delle Vs nei trenta metri il parametro di Vs,30 delle N.T.C. 2008:
 - Da 1 a 1,5 moderato; da 1,5 a 2,5 medio; maggiore di 2,5 elevato
- 4) Fattore di Amplificazione ricavato dalla media dei valori di F.A.D. nel range di frequenza 0-12 Hertz con la relazione di Carrara e Rapolla con modello a due strati superficiali più il basamento senza considerare lo smorzamento applicando i valori medi delle Vs nelle classi litotecniche:
 - Da 1 a 1,6 moderato; da 1,6 a 1,8 medio; maggiore di 1,8 elevato
- 5) Fattore di Amplificazione ricavato dalla media dei valori di F.A.D. nel range di frequenza 0-12 Hertz con la relazione di Carrara e Rapolla con modello a due strati superficiali più il basamento senza considerare lo smorzamento applicando i valori medi delle Vs nei sismostrati:
 - Da 1 a 1,6 moderato; da 1,6 a 1,8 medio; maggiore di 1,8 elevato
- 6) Fattore di Amplificazione ricavato dalla media dei valori di F.A.D. nel range di frequenza 0-12 Hertz con il modello per la risposta locale 1D del software Eera:
 - Da 1 a 1,5 moderato; da 1,5 a 1,7 medio; maggiore di 1,7 elevato

	DH1	DH2	DH3	DH4	DH6	S1	S2	S3	S4
F.A.D. Carrara-Rapolla	2,16	1,88	1,96	2,96	2,51	5,84	4,18	4,9	4,09
	media	moderata	moderata	media	media	elevata	elevata	elevata	elevata
F.A.D. Eera	1,91	1,59	1,98	2,56	2,13	3,20	3,80	4,01	3,56
	moderata	moderata	moderata	media	media	elevata	elevata	elevata	elevata
Fa di picco Midorikawa	2,12	2,19	2,06	1,88	1,95	2,19	2,14	2,17	2,01
	media	media	media	media	media	media	media	media	media
Fa medio Carrara (0-12 Hz)	1,71	1,55	1,54	1,84	1,71	1,98	1,85	1,67	1,98
Classi litotecniche	media	moderata	moderata	elevata	media	elevata	elevata	media	elevata
Fa medio Carrara (0-12 Hz)	1,60	1,32	1,39	1,50	1,51	1,89	1,77	2,27	2,14
sismostrati	media	moderata	moderata	moderata	moderata	elevata	media	elevata	elevata
Fa medio Eera (0-12 Hz)	1,4	1,17	1,58	1,75	1,38	1,34	1,64	1,85	2,14
	moderata	moderata	media	elevata	moderata	moderata	media	elevata	elevata
Indice di rischio geotecnico	4,5	4,5	4,5	4,5	5,5	6	5,5	5,5	6

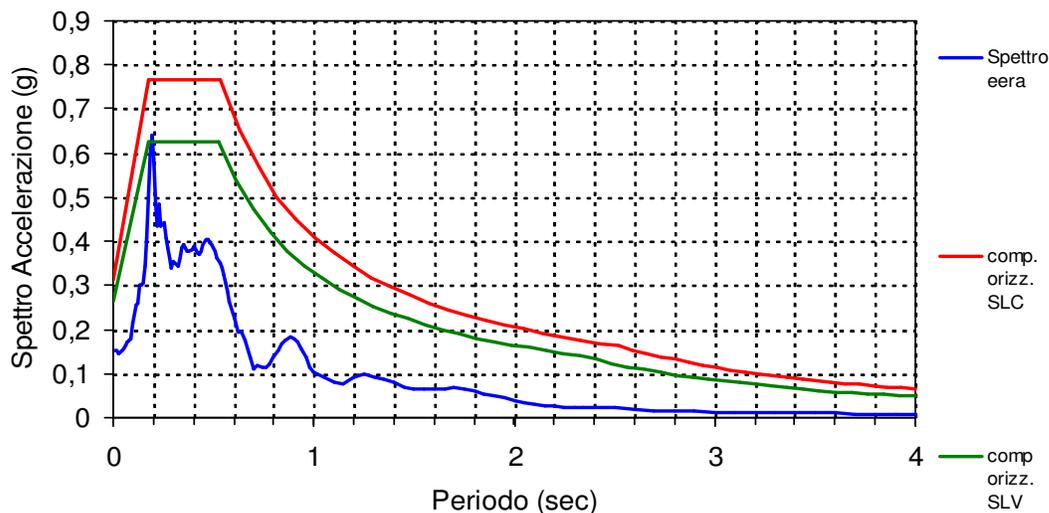
Dal confronto sono state accorpate le aree per fasce di amplificazione e impostando le microzone.



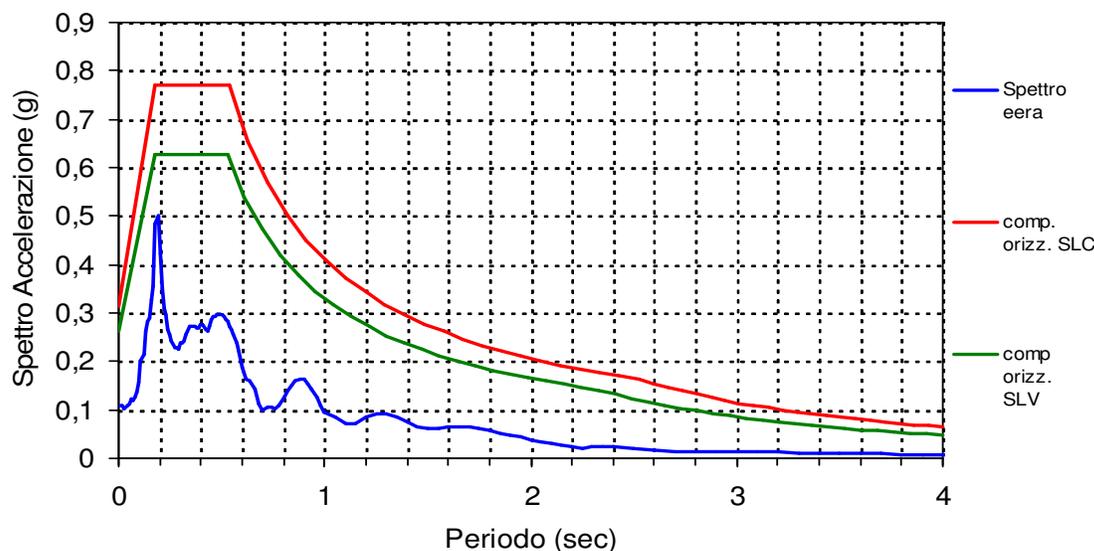
MASSIMA AMPLIFICAZIONE DEL SUOLO (PEAK GROUND ACCELERATION)

Lo spettro di risposta elastico di Era ha consentito un confronto con lo spettro elastico della normativa N.T.C. 2008 agli stati limite di salvaguardia SLV della vita e di collasso SLC in termini di accelerazioni a_g spettrali riferite al piano di campagna per la sola componente orizzontale (c.o.).

Confronto tra lo spettro di risposta elastico delle N.T.C. 2008 allo stato limite di salvaguardia della vita e allo stato limite di collasso con lo spettro di risposta elastico di eera per la prova sismica DH1

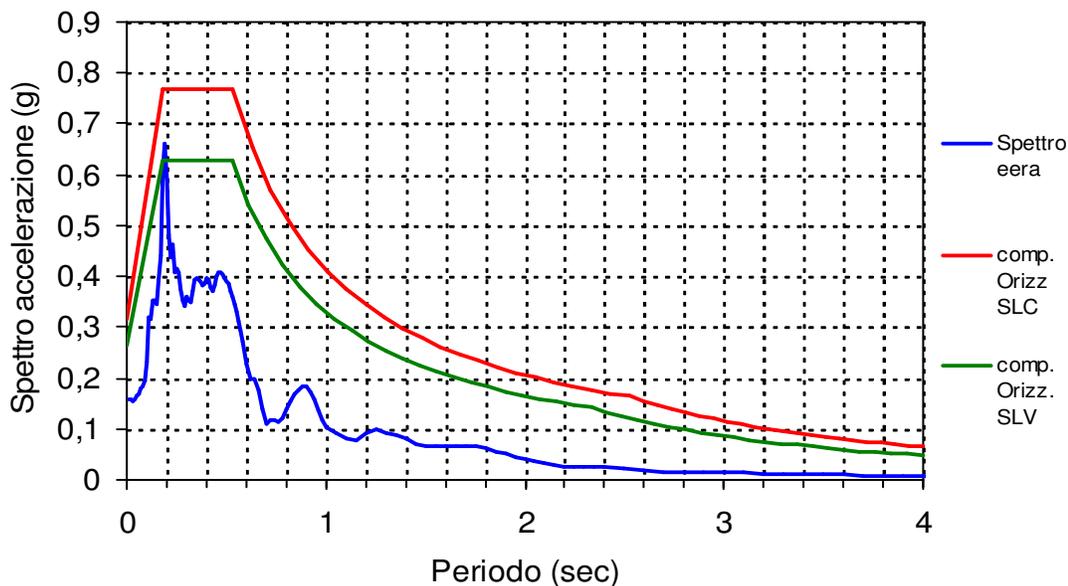


Confronto tra lo spettro di risposta elastico delle N.T.C. 2008 allo stato limite di salvaguardia della vita e allo stato limite di collasso con lo spettro di risposta elastico di eera per la prova sismica DH2

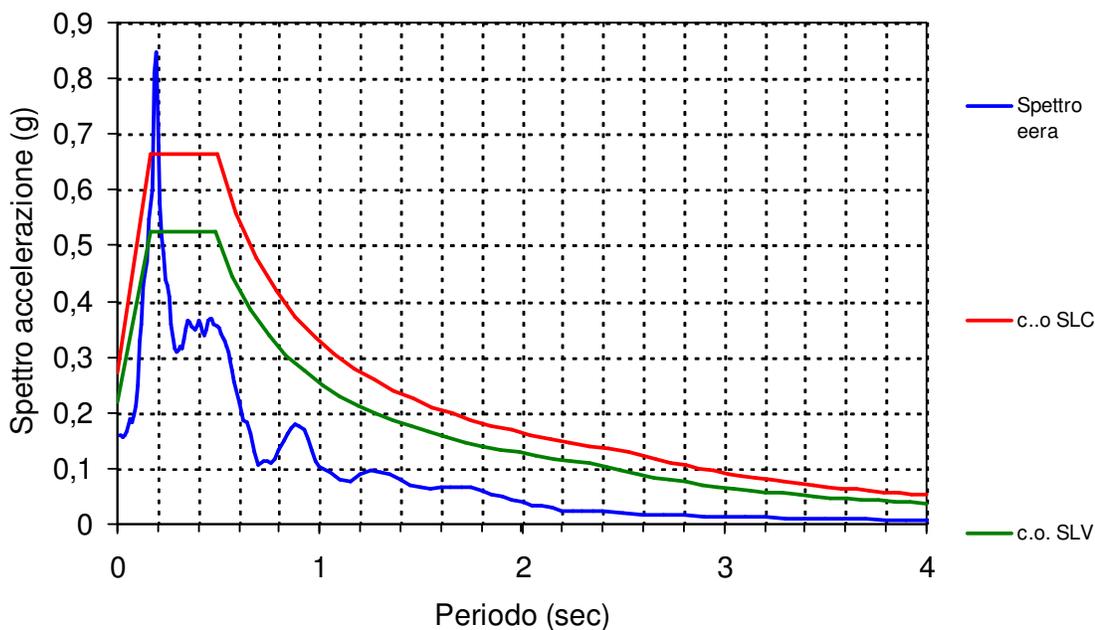




Confronto tra lo spettro di risposta elastico delle N.T.C. 2008 allo stato limite di salvaguardia della vita e allo stato limite di collasso con lo spettro di risposta elastico di eera per la prova sismica DH3

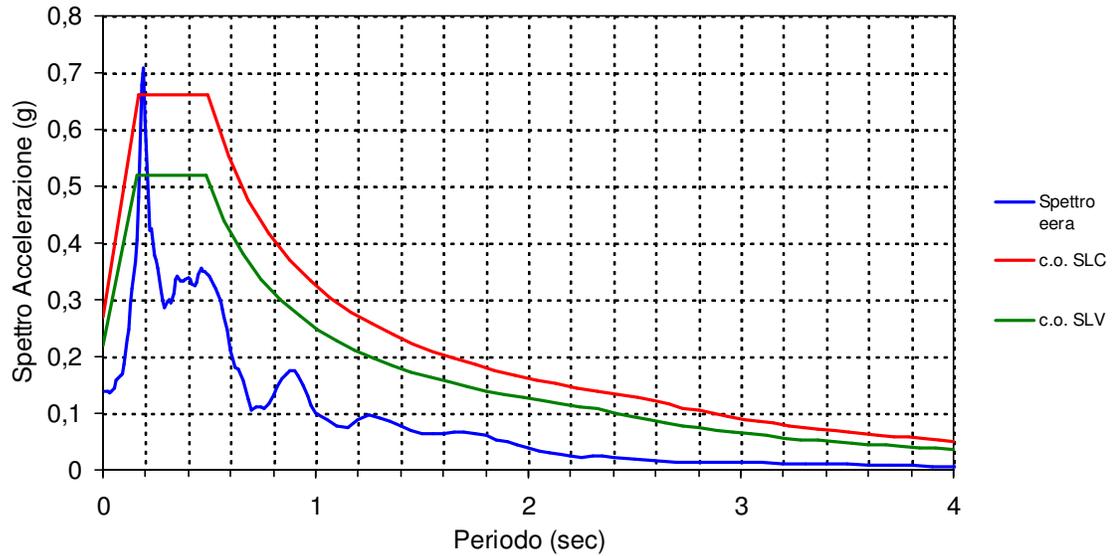


Confronto tra lo spettro di risposta elastico delle N.T.C. 2008 allo stato limite di salvaguardia della vita e allo stato limite di collasso con lo spettro di risposta elastico di eera per la prova sismica DH4

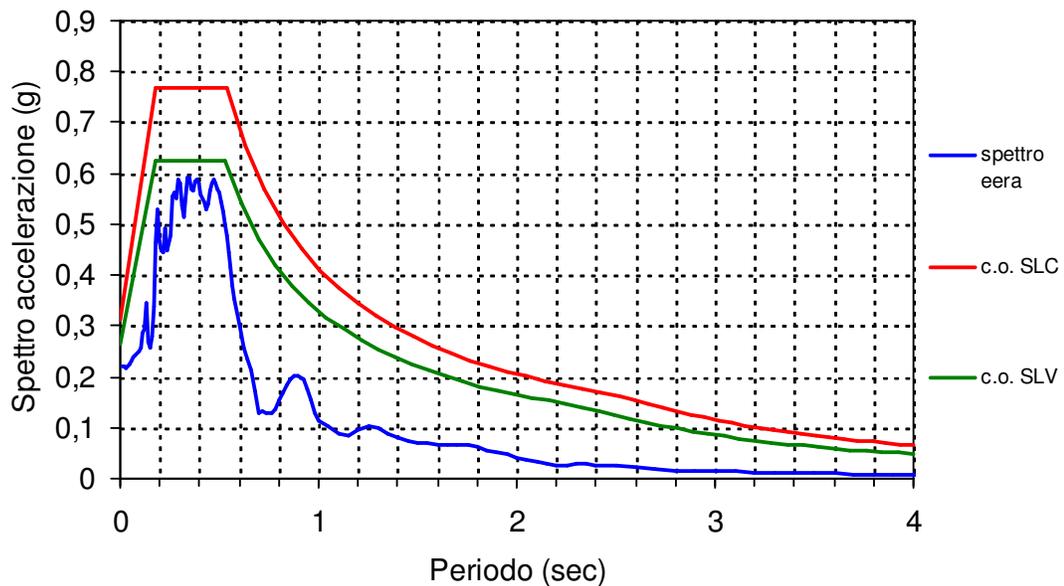




Confronto tra lo spettro di risposta elastico delle N.T.C. 2008 allo stato limite di salvaguardia della vita e allo stato limite di collasso con lo spettro di risposta elastico di eera per la prova sismica DH6

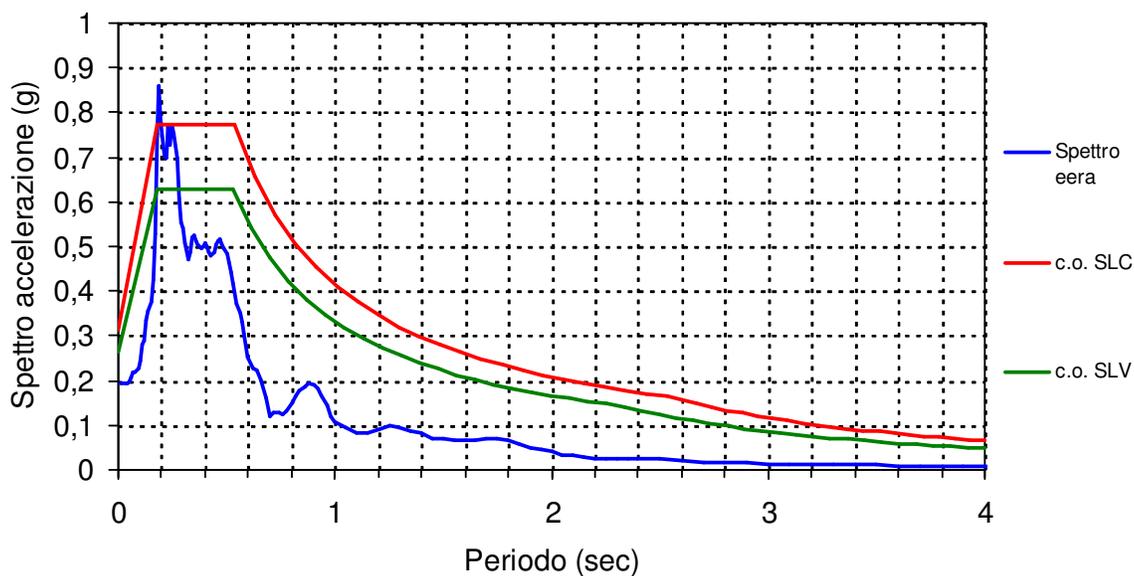


Confronto tra lo spettro di risposta elastico delle N.T.C. 2008 allo stato limite di salvaguardia della vita e allo stato limite di collasso con lo spettro di risposta elastico di eera per la prova sismica S1

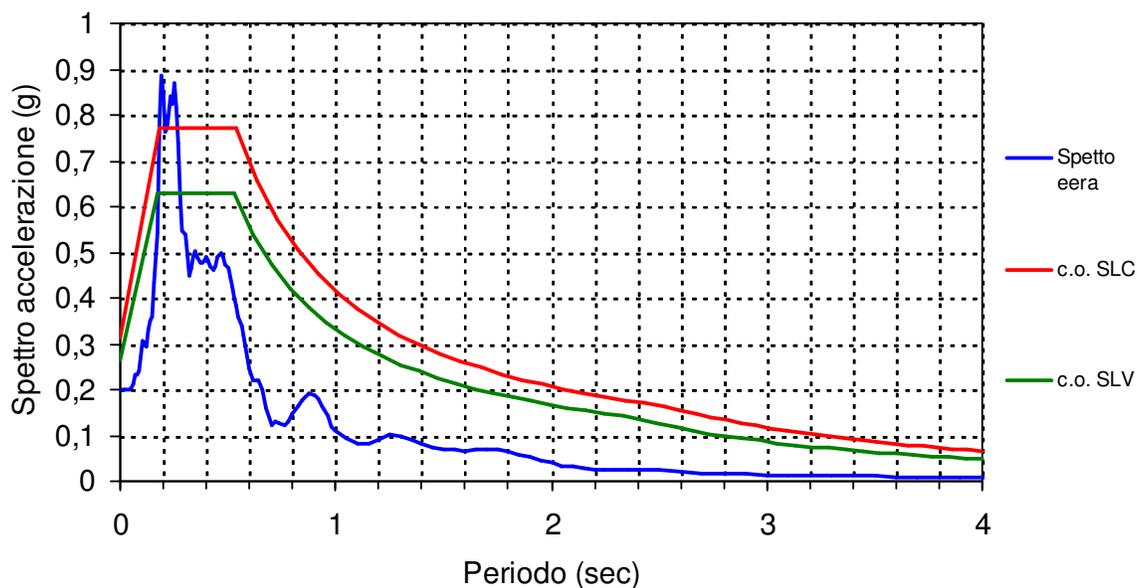




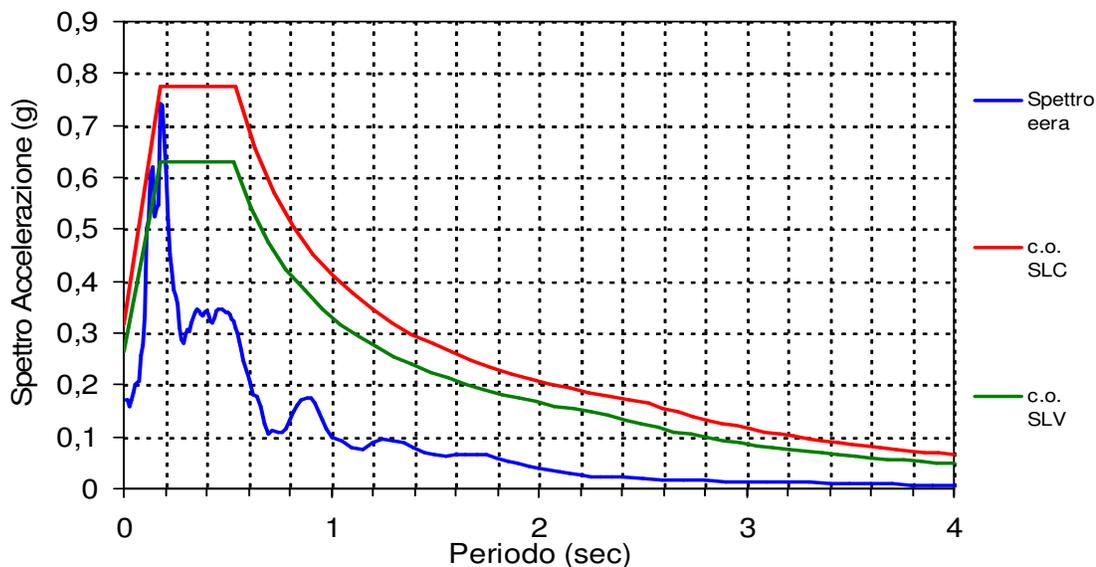
Confronto tra lo spettro di risposta elastico delle N.T.C. 2008 allo stato limite di salvaguardia della vita e allo stato limite di collasso con lo spettro di risposta elastico di eera per la prova sismica S2



Confronto tra lo spettro di risposta elastico delle N.T.C. 2008 allo stato limite di salvaguardia della vita e allo stato limite di collasso con lo spettro di risposta elastico di eera per la prova sismica S3.



Confronto tra lo spettro di risposta elastico delle N.T.C. 2008 allo stato limite di salvaguardia della vita e allo stato limite di collasso con lo spettro di risposta elastico di eera per la prova sismica D1 (S4).



Sintesi dei valori di P.G.A.

Registrazioni al piano di campagna

DH1 – SUOLO C

a_g max S.L.C. N.T.C. 2008 = 0.767 g
 a_g max S.L.V. N.T.C. 2008 = 0.625 g
 a_g max Eera = 0.642 g
SLC compatibile con lo spettro di Eera
SLV non compatibile tra il periodo 0.188 s e 0.192 s
Risposta: medio-elevata

DH2 – SUOLO C

a_g max S.L.C. N.T.C. 2008 = 0.769 g
 a_g max S.L.V. N.T.C. 2008 = 0.627 g
 a_g max Eera = 0.503 g
SLC compatibile con lo spettro di Eera
SLV compatibile con lo spettro di Eera
Risposta: medio-elevata



DH3 – SUOLO C

a_g max S.L.C. N.T.C. 2008 = 0.769 g
 a_g max S.L.V. N.T.C. 2008 = 0.626 g
 a_g max Eera = 0.661 g
SLC compatibile con lo spettro di Eera
SLV non compatibile tra il periodo 0.184 s e 0.195 s

DH4 – SUOLO B

a_g max S.L.C. N.T.C. 2008 = 0.769 g
 a_g max S.L.V. N.T.C. 2008 = 0.626 g
 a_g max Eera = 0.847 g
SLC non compatibile con Eera tra il periodo 0.173 s e 0.205 s
SLV non compatibile con Eera tra il periodo 0.155 s e 0.220 s

DH6 – SUOLO B

a_g max S.L.C. N.T.C. 2008 = 0.661 g
 a_g max S.L.V. N.T.C. 2008 = 0.521 g
 a_g max Eera = 0.707 g
SLC non compatibile con Eera tra il periodo 0.178 s e 0.196 s
SLV non compatibile con Eera tra il periodo 0.172 s e 0.208 s

S1 – SUOLO C

a_g max S.L.C. N.T.C. 2008 = 0.768 g
 a_g max S.L.V. N.T.C. 2008 = 0.626 g
 a_g max Eera = 0.590 g
SLC compatibile con lo spettro di Eera
SLV compatibile con lo spettro di Eera

S2 – SUOLO C

a_g max S.L.C. N.T.C. 2008 = 0.774 g
 a_g max S.L.V. N.T.C. 2008 = 0.630 g
 a_g max Eera = 0.858 g
SLC non compatibile con Eera tra il periodo 0.182 s e 0.202 s
SLV non compatibile con Eera tra il periodo 0.17 s e 0.28 s



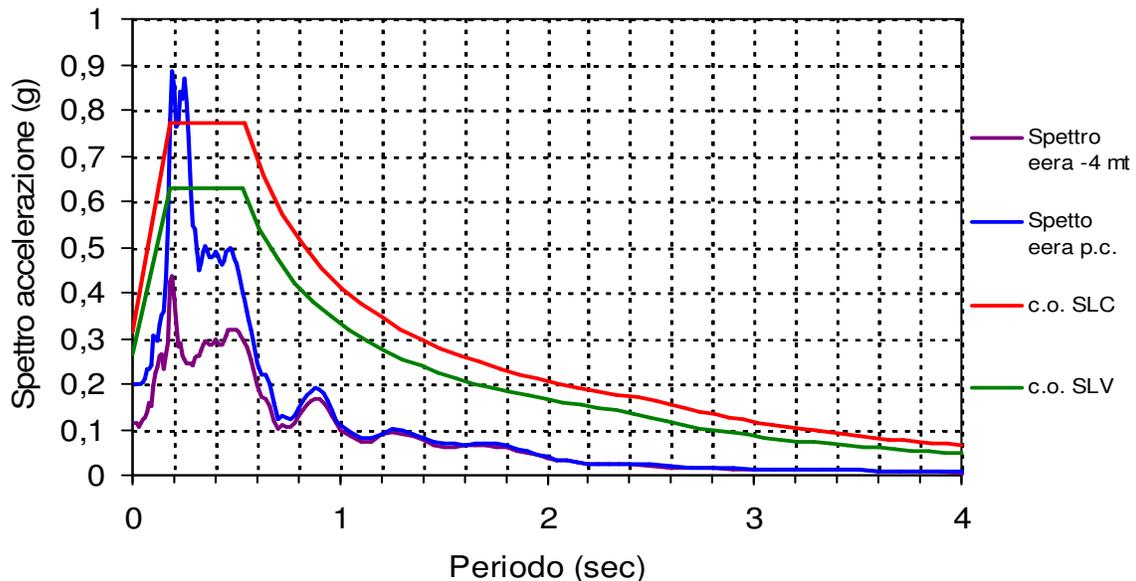
S3 – SUOLO C

a_g max S.L.C. N.T.C. 2008 = 0.773 g
 a_g max S.L.V. N.T.C. 2008 = 0.629 g
 a_g max Eera = 0.885 g
SLC non compatibile con Eera tra il periodo 0.177 s e 0.267 s
SLV non compatibile con Eera tra il periodo 0.17 s e 0.28 s

D1 (S4) – SUOLO C

a_g max S.L.C. N.T.C. 2008 = 0.773 g
 a_g max S.L.V. N.T.C. 2008 = 0.630 g
 a_g max Eera = 0.740 g
SLC compatibile con lo spettro di Eera
SLV non compatibile con Eera tra il periodo 0.170 s e 0.206 s

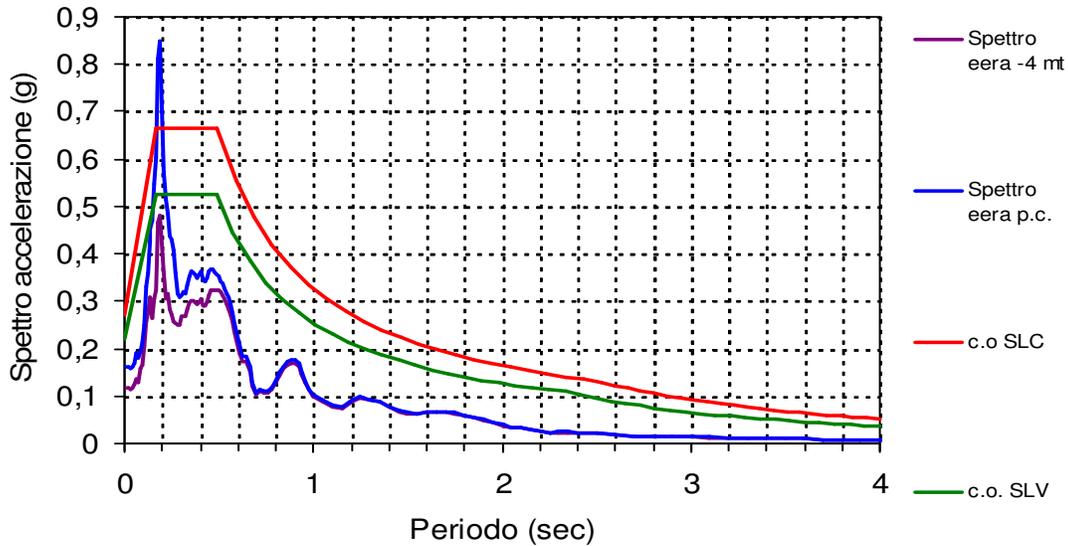
Gli effetti delle accelerazioni di risposta possono essere smorzati approfondendo il piano di posa. Infatti ricostruendo lo spettro con Eera del sito relativo alla prova sismica n. S3, eseguita a via Capocasale, ad **una quota di -4.0 dal piano campagna** (cioè andando ad asportare i primi tre metri di suolo che hanno fatto registrare velocità di V_s minori di 100 m/s) si osserva che la risposta sismica diventa compatibile con gli stati di limite SLV e SLC. Ciò spiegherebbe anche perché con il terremoto del 1980 in questa zona del centro storico di Comiziano vi furono più danni in alcuni edifici con fondazioni superficiali rispetto ad altri con fondazioni più profonde.



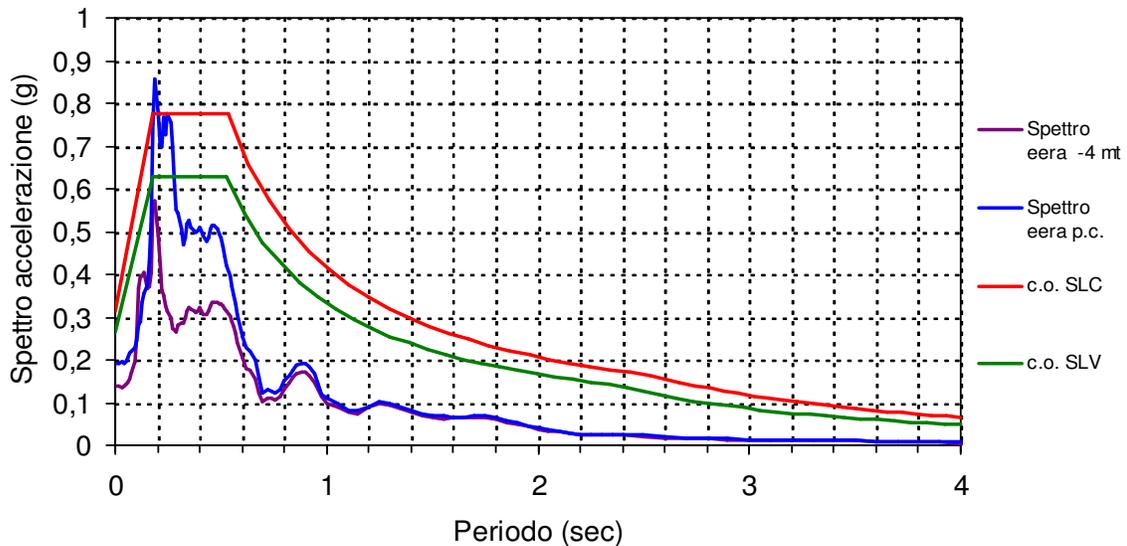
Allo stesso modo si registra per la prova Isogea DH4 in zona Fr/a P.zza Municipio l'approfondimento del piano di posa a - 4 metri rende compatibile lo spettro elastico di Eera con gli



spettri agli SLV e SLC delle N.T.C. 2008 per la categoria di suolo "B".



Anche nella zona di riempimento di Contrada Cesina caratterizzata dal sondaggio S2 So.Geo e dalla Down-hole G.G.I. s.a.s. la risposta dello spettro elastico di Eera diventa compatibile con gli stati ultimi SLV e SLC. Lo stesso avviene in tutti gli altri siti indagati.



Si può concludere che l'approfondimento del piano di posa delle fondazioni consente di attenuare gli effetti di scuotimento del sisma in termini di accelerazioni rendendo compatibili gli spettri con quelli proposti dalle N.T.C. 2008.



CONCLUSIONI

Al termine di tutte le analisi effettuate è stata redatta la Carta delle zone omogenee in prospettiva sismica che ha tenuto conto dei fattori di amplificazione locali analizzati con le varie teorie ampiamente esposte. Sulle base delle risultanze dei metodi applicati si sono costruite delle fasce di livello così costituite:

- 1) Fattore di Amplificazione Dinamica con la relazione di Carrara e Rapolla con modello a due strati superficiali più il basamento (senza considerare lo smorzamento):
 - Da 1 a 2: moderato; da 2 a 3: medio; maggiore di 3: elevato
- 2) Fattore di Amplificazione Dinamica con il modello per la risposta locale 1D del software Eera:
 - Da 1 a 2: moderato; da 2 a 3: medio; maggiore di 3: elevato
- 3) Fattore di Amplificazione di picco con la relazione proposta da Midorikawa (1987) utilizzando come media delle Vs nei trenta metri il parametro di Vs,30 delle N.T.C. 2008:
 - Da 1 a 1,5: moderato; da 1,5 a 2,5: medio; maggiore di 2,5: elevato
- 4) Fattore di Amplificazione ricavato dalla media dei valori di F.A.D. nel range di frequenza 0÷12 Hertz, con la relazione di Carrara e Rapolla di un modello a due strati superficiali più il basamento (senza considerare lo smorzamento) applicando **i valori medi delle Vs nelle classi litotecniche**:
 - Da 1 a 1,6: moderato; da 1,6 a 1,8: medio; maggiore di 1,8: elevato
- 5) Fattore di Amplificazione ricavato dalla media dei valori di F.A.D. nel range di frequenza 0÷12 Hertz con la relazione di Carrara e Rapolla con modello a due strati superficiali più il basamento senza considerare lo smorzamento applicando **i valori medi delle Vs nei sismostrati**:
 - Da 1 a 1,6: moderato; da 1,6 a 1,8: medio; maggiore di 1,8: elevato
- 6) Fattore di Amplificazione ricavato dalla media dei valori di F.A.D. nel range di frequenza 0-12 Hertz con il modello per la risposta locale 1D del software Eera:
 - Da 1 a 1,5: moderato; da 1,5 a 1,7: medio; maggiore di 1,7: elevato
- Indice di rischio geotecnico da 2.5 a 4: basso; da 4.5 a 6: moderato; da 6.5 a 8: medio; da 8.5 a 10: elevato; maggiore di 10: molto elevato.

Tutti i parametri sono stati inseriti in una tabella di confronto che riporta per ogni metodologia applicata il livello di pericolosità sismica determinato rientra suddiviso in: **moderato; medio; elevato**.

Ogni sito d'indagine è stato anche caratterizzato per la sua risposta sismica locale. Infatti, sono state confrontati anche gli spettri elastici in termini accelerazioni massime al suolo P.G.A. (peak ground acceleration) analizzate con il software "Eera" "Equivalent linear Earthquake site Response Analyses" (Bardet J.P, Ichii K., et al, 2000), che risulta una moderna implementazione di "Well-Known" sviluppata su gli stessi concetti basilari del famoso codice numerico SHAKE (Schnabel et al.,1972) e SHAKE 91(Idriss I.M. e Sun, J.I. 1992), per quanto riguarda i modelli



rappresentativi del sottosuolo, il codice EERA si basa sul modello a “strati continui” dove il terreno è schematizzabile come un mezzo continuo multistrato, in cui ogni strato è assunto omogeneo ed a comportamento visco-elastico lineare. In diverse elaborazioni la risposta al piano di campagna supera (anche se per brevi periodi di tempo) i valori di spettro elastico della norma. L’approfondimento del piano di posa come mostrato in precedenza consente di “asportare” l’orizzonte di suolo più superficiale che ha fatto registrare i valori di Vs più bassi consentendo di ottenere una risposta elastiche compatibile con gli spettro agli stati ultimi proposti dalle norme. Risultano perciò più vulnerabili gli edifici vetusti dei centri storici che hanno le fondazioni poggiate ad una quota inferiore ai 3.5 metri di profondità.

Nella tabella sono confrontati tutti i siti indagati per la metodologia applicata:

	DH1	DH2	DH3	DH4	DH6	S1	S2	S3	S4
F.A.D. Carrara-Rapolla	2,16	1,88	1,96	2,96	2,51	5,84	4,18	4,9	4,09
	media	moderata	moderata	media	media	elevata	elevata	elevata	elevata
F.A.D. Eera	1,91	1,59	1,98	2,56	2,13	3,20	3,80	4,01	3,56
	moderata	moderata	moderata	media	media	elevata	elevata	elevata	elevata
Fa di picco Midorikawa	2,12	2,19	2,06	1,88	1,95	2,19	2,14	2,17	2,01
	media	media	media	media	media	media	media	media	media
Fa medio Carrara (0-12 Hz)	1,71	1,55	1,54	1,84	1,71	1,98	1,85	1,67	1,98
Classi litotecniche	media	moderata	moderata	elevata	media	elevata	elevata	media	elevata
Fa medio Carrara (0-12 Hz)	1,60	1,32	1,39	1,50	1,51	1,89	1,77	2,27	2,14
sismostrati	media	moderata	moderata	moderata	moderata	elevata	media	elevata	elevata
Fa medio Eera (0-12 Hz)	1,4	1,17	1,58	1,75	1,38	1,34	1,64	1,85	2,14
	moderata	moderata	media	elevata	moderata	moderata	media	elevata	elevata
Indice di rischio geotecnico	4,5	4,5	4,5	4,5	5,5	6	5,5	5,5	6
P.G.A. al suolo	media	moderata	media	elevata	media	moderata	elevata	elevata	elevata
Microzona	Zona 2	Zona 3	Zona 2	Zona 1	Zona 2	Zona 1	Zona 1	Zona 1	Zona1

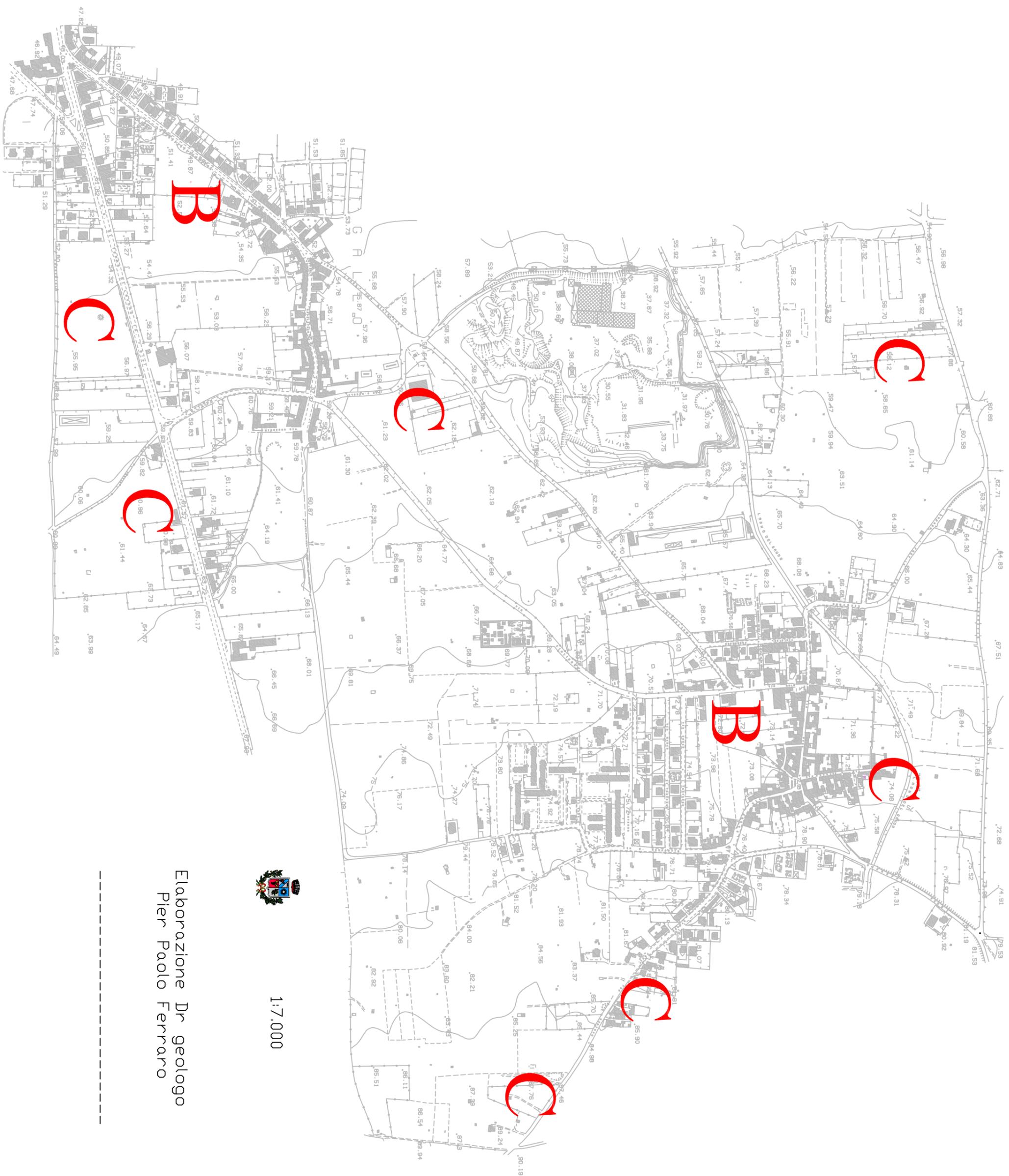
Dal confronto sono state accorpate le aree per fasce di amplificazione e ricostruire le microzone con il seguente criterio:

- **Zona 1:** tutti i siti che hanno fatto registrare almeno due condizioni di fascia elevata.
- **Zona 2:** tutti i siti che non hanno fatto registrare condizioni di fascia elevata, ma con almeno 3 condizioni di fascia media.
- **Zona 3:** tutti i siti con condioni moderate e non più di due condizioni medie.

Nella redazione della Carta delle microzone omogenee è stata anche tenuta in considerazione della **Carta del Danno** basata sulle schede tecniche dei danni riportati dagli edifici in occorrenza dell’ultimo terremoto del 23-11-1980.

Comiziano, luglio 2010

Il tecnico Geologo
dott. Pier Paolo Ferraro



1:7.000

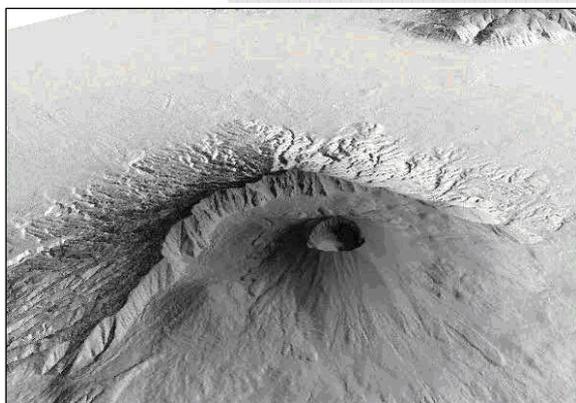
Elaborazione Dr. geologo
Pier Paolo Ferraro





Comune di **COMIZIANO (NA)**

(PROVINCIA DI NAPOLI)

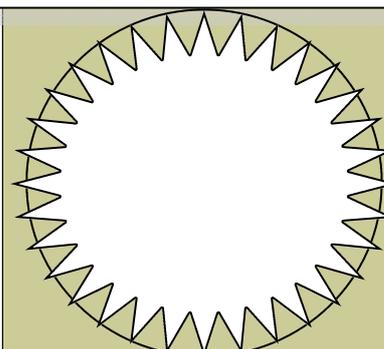


PIANO URBANISTICO COMUNALE



RELAZIONE SULLE INDAGINI

GEOLOGO
Dott. PIER PAOLO FERRARO
N. 1479 Dell'Ordine dei Geologi
della Campania





SOMMARIO

INCARICO E PREMESSA.....	2
TIPOLOGIE DI INDAGINI DIRETTE ED INDIRETTE ESEGUITE	4
INDAGINI ESEGUITE DALLA DITTA ISOGEA s.r.l. di Portici (NA) in data marzo 2005	5
N. 6 CAROTAGGI CONTINUI SPINTI SINO A 30 METRI DI PROFONDITA'	5
N. 6 PROSPEZIONI GEOFISICHE IN FORO "DOWN-HOLE"	6
PROSPEZIONE GEOELETTRICA	8
INDAGINI ESEGUITE DALLA DITTA SO.GEO s.r.l. di s. Maria Capua Vetere (CE) in data maggio 2010	12
N. 3 SONDAGGI A CAROTAGGIO CONTINUO, SPINTI SINO ALLA PROFONDITÀ DI 32 METRI;	12
N. 6 PROVE S.P.T. (STANDARD PENETRATION TEST).....	14
PRELIEVO DI N. 6 CAMPIONI INDISTURBATI E PROVE DI LABORATORIO GEOTECNICO	16
N. 8 PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE PESANTI DPSH	17
-PENETROMETRO "PAGANI" 200 kN	17
INDAGINI ESEGUITE DALLA DITTA G.G.I. s.r.l. di Casagiove (CE) in data maggio 2010.....	21
N. 3 PROVE SISMICHE IN FORO DI SONDAGGIO, TIPOLOGIA "DOWN-HOLE.....	21
N. 9 TOMOGRAFIE GEOELETTRICHE.....	22
INDAGINI RECENTI ESEGUITE DALLO SCRIVENTE ED ACQUISITE A SUPPORTO DEL P.U.C. DI COMIZIANO	26
N. 1 CAROTAGGIO CONTINUO (D1) ESEGUITO DALLA DITTA "DE RIGGI TRIVELLAZIONE S.R.L." E PROSPEZIONE SISMICA "DOWN-HOLE" IN FORO DI SONDAGGIO ESEGUITA DALLA "G.G.I. S.A.S."	26
N. 6 PROVE PENETROMETRICHE LEGGERE D.P.M. ESEGUITE DALLA DITTA I.GEO S.A.S. DI PASTORANO (CE)	26
RILEVAMENTO DELLE CAVITA'-CANTINE.....	27
ALLEGATI:	29
• CARTA DI UBICAZIONE DELLE INDAGINI	29
• FOTO DEI SONDAGGI GEOGNOSTICI.....	29



INCARICO E PREMESSA

A seguito dell'incarico conferitomi con Convenzione alla Determina n. 21 del 25-3-2010, dal R.U.P. del III servizio del Comune di Comiziano (NA), nel mese di marzo 2010, il sottoscritto **Dott. Geologo FERRARO Pier Paolo**, iscritto n. **1479** dell'Ordine dei Geologi della Regione Campania, ha condotto e redatto il presente studio di adeguamento e aggiornamento geologico-tecnico, a supporto **del redigendo Piano Urbanistico Comunale** per il comune di Comiziano (NA).

La redazione della presente è stata eseguita in ottemperanza alle normative antisismiche vigenti e della Legge Regionale n. 9 del 07/01/1983 e in ossequio alla Legge Regionale 02/02/1974; al Decreto Ministeriale 11/03/1988; Decreto Ministeriale 14-1-2008 riguardanti le Norme Tecniche sulle Costruzioni e alla Circolare del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici n. 617/2009.

Lo scopo, del presente studio (esteso cautelativamente ad una area più vasta ed ampia rispetto a quella ove si estende il comune in esame), definisce inoltre la caratterizzazione e modellazione geologica, così come recitano le N.T.C. 14/1/2008 all'art. 6.2.1, per cui lo scopo principale è stato:

“riportare le caratteristiche geologiche e geomorfologiche dell'area, nonché i processi morfologici, con eventuali dissesti in atto e/o potenziali, nonché descrizione, più in generale, di pericolosità dell'area; conoscere la successione stratigrafica dei terreni e i caratteri geostrutturali; definire le caratteristiche, fisiche e meccaniche, dei litotipi più significativi, con il loro stato di degradabilità, alterazione e fratturazione; individuare i caratteri idrogeologici, la circolazione idrica superficiale e sotterranea ed accertare la presenza o meno di falde freatiche”.

Il lavoro effettuato non si è limitato ad aggiornare gli studi urbanistici preesistenti, ma ha ridefinito, quasi completamente, le considerazioni espresse ed in buona parte superate. Al contempo risulta aggiornato alle normative vigenti e alle recenti acquisizioni in campo scientifico. Il modello geologico è stato sviluppato in modo tale da costituire un utile ed ampio elemento di riferimento per inquadrare il modello geotecnico e di azione geosismica del territorio per cui lo studio di adeguamento e aggiornamento è stato suddiviso in:

- | |
|--|
| <ol style="list-style-type: none">1. Relazione sulle indagini2. Relazione geologica, geomorfologica, idrogeologica e di pericolosità geologica3. Relazione di caratterizzazione geotecnica e geosismica |
|--|

Ai sensi della Legge Regionale 9/83, sono state redatte e allegate le seguenti carte tematiche:

- CARTA GEOLITOLOGICA
- CARTA IDROGEOLOGICA
- CARTA DELLA STABILITÀ
- CARTA DELLA ZONAZIONE IN PROSPETTIVA SISMICA



Integrate con le seguenti carte complementari

- CARTA DELLE UBICAZIONE DELLE INDAGINI GEOGNOSTICHE
- CARTA DELLE CAVE E CAVITA'
- CARTA DELLE SEZIONI GEOLITOLOGICHE

Lo studio in via preliminare ha inoltre esaminato la seguente documentazione preesistente:

- *Studi geomorfologici, geologici, idrologici, idraulici, relazioni specifiche, cartografia di base, norme di attuazione, eseguiti dall'Autorità di Bacino della Regione Campania per la stesura del P.A.I. (Piano per l'Assetto Idrogeologico).*
- *Aggiornamenti sul sito dell'I.S.P.R.A. per la nuova Cartografia geologica, in scala 1:50.000 e delle nuove Unità Litologiche.*
- *Cartografia di base in scala adeguata.*
- *Indagini e studi specifici eseguiti nell'area tra cui studi urbanistici precedenti, Zonazione sismica comunale.*
- *Dati bibliografici e Notizie storiche*

Parte integrante di questo studio sono gli elaborati tecnici delle indagini geognostiche realizzate dalle ditte specializzate "Isogea s.r.l." di Portici, "So.Geo s.r.l." di S. Maria Capua Vetere (CE), "De Riggi Trivellazioni s.r.l." di Camposano (NA), "G.G.I s.a.s." di Casagiove (CE), "I.GEO s.a.s." di Pastorano (CE). La presente relazione comprende due allegati con la cartografia di ubicazione delle indagini e il rilievo fotografico di tutte le indagini. Tutte le pagine sono firmate e recano il timbro dello scrivente.

Il sottoscritto Dr. Geologo Pier Paolo Ferraro ha assistito e coadiuvato tutte le indagini eseguite sul territorio. Per la loro esecuzione sono sostenuti e coadiuvati i seguenti tecnici delle ditte esecutrici:

- Dr. Geol. Paletta Antonio – ditta Isogea s.r.l. di Portici (NA).
- Dr. Geol. Cavallaro Marco – ditta So.geo s.r.l. di S. Maria Capua Vetere (CE).
- Dr. Geol. D'Errico Antonio – ditta G.G.I. s.a.s. di Casagiove (CE).
- Dr. Geol. Siano Alessandro – ditta G.G.I. s.a.s. di Casagiove (CE).
- Dr. Arch. Iavarone Antonio – specialista in rilevamento cavità-cantine.

Sono stati altresì assistiti i manovratori delle ditte e gli operai esecutori delle prove penetrometriche che sono stati supportati, a garanzia della corretta esecuzione, a tutte le esigenze e necessità. Tutte le indagini sono state concordate (attraverso l'ausilio di un cronoprogramma d'indagine e di comunicazioni in itinere) con l'Amministrazione Comunale che si è fatta carico dell'onere di informare i relativi proprietari e consentire l'accesso ai luoghi d'indagine.



TIPOLOGIE DI INDAGINI DIRETTE ED INDIRETTE ESEGUITE

Per la caratterizzazione geologica, idrogeologica, geomorfologica, geotecnica e geosismica del territorio comunale che nell'insieme hanno condotto all'adeguamento e all'aggiornamento del P.U.C. ci si è avvalsi delle seguenti indagini dirette e indirette.

- **Rilevamento geologico, geomorfologico idrogeologico del territorio comunale.**
 - **Censimento e Rilevamento planimetrico delle cavità-cantine**, eseguite con il supporto dell'arch. Iavarone Antonio che ha effettuato i rilievi planimetrici di 14 cavità-cantine .
 - **N. 9 - Carotaggi a modulo continuo con ricostruzione geostratigrafica**, di cui n. 6 eseguite dalla ditta "Isogea srl" di Portici (NA), nel mese di marzo 2005, spinti sino ad una profondità di 30 metri, e n. 3 integrativi eseguiti dalla ditta "So.geo srl" di S. Maria Capua Vetere (CE), nel mese di maggio 2010, spinti sino ad una profondità di 32 metri.
 - **N. 6 – Campioni indisturbati sottoposti a prove di laboratorio geotecnico**
 - **N. 6 – prove SPT (Standard Penetratio Test) eseguite nei fori di sondaggio S1, S2, S3** dalla ditta "So.geo srl" di S. Maria Capua Vetere (CE), nel mese di maggio 2010.
 - **N 10 - Prospezioni sismiche in foro di sondaggio tipologia "down-hole"** di cui n. 6 eseguite dalla ditta "Isogea s.r.l." di Portici, nel mese di marzo-aprile 2005, e n. 4 nel mese di maggio 2010, e nel mese di gennaio 2009 (indicata nell'indagine di supporto) dalla ditta "G.G.I s.r.l." di Casagiove (CE). Le prospezioni sono state eseguite sino ad una profondità di 30-32 metri, tranne la n. 5 "Isogea s.r.l." che è stata interrotta a 13 metri per presenza di una cavità.
 - **N. 10 - Prospezioni geoelettriche**, di cui n. 1 eseguita dalla ditta "Isogea srl" di Portici, nel mese di marzo 2005, e n. 9, nel mese di maggio 2010, dalla ditta "G.G.I s.r.l." di Casagiove (CE).
 - **N. 8 - Prove penetrometriche dinamiche pesanti DPSH (Dynamic Probing Super Heavy), distribuite su tutto il territorio comunale** ed eseguite dalla ditta "So.geo srl" di S. Maria Capua Vetere (CE, nel mese di maggio 2010.
 - **Indagini di supporto al P.U.C. consistenti in :**
- N. 1 Carotaggio Continuo** (rientrante nei 10 menzionati) (**sigla D1**) con ricostruzione stratigrafica, eseguito dalla ditta De Riggi trivellazioni, **con successiva esecuzione di n. 1 prova sismica "Down-Hole"** (rientrante nelle 10 prove menzionate) (**sigla S4**), nel mese di gennaio 2009, dalla ditta "G.G.I s.r.l." di Casagiove (CE).
- N. 6 - Prove penetrometriche dinamiche leggere DPM (Dynamic Probing Medium)** eseguite dalla ditta "I.Geo" s.a.s. di Pastorano (CE).



INDAGINI ESEGUITE DALLA DITTA ISOGEA s.r.l. di Portici (NA) in data marzo 2005

L'amministrazione del Comune di Comiziano (NA), dovendo procedere per l'attuazione dei piani P.I.P., D3, FR-B, FR-A, all'esecuzione d'indagini geognostiche e geofisiche sul proprio territorio ha dato mandato (previo bando di gara) alla ditta "ISOGEA s.r.l." con sede in Portici (NA), responsabile legale Sig. Antonio Salvione.

I lavori eseguiti nel territorio comunale hanno riguardato le seguenti indagini:

- *n. 6 sondaggi a carotaggio continuo, con l'ausilio di una sonda "CMV 800 gommata", con carotiere semplice dal diametro di 101 mm, spinti sino alla profondità non inferiore a 30 metri;*
- *n. 6 prove sismiche in foro di sondaggio, tipologia "Down-Hole", con una determinazione dei parametri elastici (Vp, Vs, C. Poisson, Mod. Young, Mod. di taglio, Mod. di Compressibilità, peso volume), ad ogni metro, fino a 30 metri di profondità, per un totale di 30 misurazioni;*
- *n. 1 prospezione geoelettrica, con stendimento da 63 metri, per una sezione d'investigazione, dei parametri di resistività, sino a circa 15 metri di profondità.*

Le date di esecuzione sono state le seguenti:

1° carotaggio) venerdì 18-3-2005, eseguito in zona P.I.P. area Cr del P.R.G.
2° carotaggio) lunedì 21-3-2005, eseguito in zona P.I.P. di fronte al civico n. 69
3° carotaggio) martedì 22-3-2005, eseguito in zona D3
4° carotaggio) mercoledì 23-3-2005, eseguito in zona FR-A
5° carotaggio) giovedì 24-3-2005, eseguito in zona FR-A
6° carotaggio) venerdì 25-3-2005, eseguito in zona FR-B
Condizioni climatiche: soleggiato

Per l'esecuzione dei carotaggi la ditta "ISOGEA s.r.l.", si è avvalsa dell'impiego di n. 4 operai, esperti del settore, gestiti dai responsabili della ditta Dr. Geol. Paletta Antonio e Dr. Geol. Roberto Lubrano, sotto la direzione dello scrivente che ha coadiuvato e diretto le indagini individuando i punti più idonei ove effettuare i sondaggi (tenendo presente anche le difficoltà dovute alla accessibilità del sito).

N. 6 CAROTAGGI CONTINUI SPINTI SINO A 30 METRI DI PROFONDITA'

Il carotaggio continuo costituisce il metodo di perforazione più idoneo per ottenere una corretta stratigrafia. La sonda per il suo funzionamento ha bisogno di una pompa di circolazione necessaria a garantire, per mezzo dell'immissione di acqua in foro, una migliore penetrazione. Il diametro del carotiere usato è stato quello da 101 mm. La presenza dello scrivente e dei tecnici dell'ISOGEA, ha consentito di effettuare il riconoscimento e il rilievo degli spessori degli strati attraversati, man mano che il terreno stesso veniva espulso dal carotiere e nello stesso tempo si sono



ricevute preziose informazioni sull'andamento della perforazione. I sondaggi, sono stati realizzati con una sonda oleodinamica a rotazione CMV MK 800 gommata, ad asse verticale ed a carotaggio continuo per poter ricostruire l'andamento stratigrafico dei terreni, ed è stato spinto fino alla profondità di 25m.

La campionatura continua rimaneggiata è stata prelevata con carotiere semplice avente diametro \varnothing 101mm, spinto in profondità da aste con filettatura tronco conica del diametro esterno di \varnothing 76mm, quindi l'avanzamento è proceduto a secco e con bassa velocità di rotazione in modo da disturbare quanto meno possibile i terreni. La stabilizzazione delle pareti dei fori di sondaggio non sempre è stata ottenuta in maniera naturale, soprattutto nel tratto delle ghiaie, quindi si è reso necessario l'ausilio delle tubazioni metalliche di rivestimento; per cui è stato posto in opera un tubo del diametro \varnothing 127mm.

Le carote sono state sistemate in apposite cassette catalogatrici in legno, munite di scomparti divisorii e coperchio apribile a cerniera; sui bordi sono state indicate le profondità di prelievo delle carote, mentre dei setti divisorii separano le varie manovre dandone indicazioni circa la lunghezza. Le cassette, dopo l'ultimazione del sondaggio, sono state fotografate. Tali fotografie sono consegnate e allegate nei Certificati prodotti dalla ditta "Isogea s.r.l."

Una volta ultimate le operazioni di sondaggio i fori sono stati condizionati inserendovi un tubo in PVC per l'esecuzione delle prove down-hole. Al termine di ogni carotaggio sono stati immessi all'interno del foro di sondaggio n. 10 tubi in PVC \varnothing 80 mm colore arancio, dalla lunghezza di 3 metri cadauno, collegati tra loro. Questa operazione è stata eseguita per consentire, dopo 7 giorni, l'esecuzione delle prove sismiche in foro. L'intercapedine tra lo scavo e la tubazione è stato cementato per tutto il tratto. Per evitare qualsiasi rischio d'inquinamento l'unico fluido usato per la perforazione è stata l'acqua.

N. 6 PROSPEZIONI GEOFISICHE IN FORO "DOWN-HOLE"

Le **prospezioni geofisiche**, condotte in superficie o in fori di sondaggio consentono di determinare con sufficiente dettaglio i tipi di rocce esistenti, la geometria degli acquiferi, l'andamento delle strutture sepolte ecc. attraverso la misura della variazione di alcune proprietà fisiche delle rocce. La metodologia sfrutta le variazioni che subiscono, durante la loro propagazione all'interno della terra, vari tipi di energia prodotti da sorgenti naturali o artificiali. Il dato che alla fine si otterrà non sarà puntuale, ma mediato relativamente a volumi significativi di sottosuolo. La prova sismica "down hole", prevede che la sorgente energizzante sia posta in superficie mentre i geofoni (che ricevono il segnale) sono posti all'interno del foro di carotaggio, a profondità crescenti. Una volta ottenuti i tempi di arrivo si determinano le velocità delle onde longitudinali V_p e trasversali V_s in ogni litotipo riscontrato, nonché i loro moduli elastici. I tempi di arrivo delle onde sono corretti secondo l'angolo α , che il geofono forma tra la verticale del foro di sondaggio e la retta passante tra il punto di scoppio in superficie e il geofono stesso. Il tempo corretto è dato dalla formula $T_v = T \cos \alpha$.



L'angolo α è dato dalla formula: $\alpha = \arctang d/z$, con d la distanza del foro di sondaggio dal punto energizzante, e z la profondità del geofono dalla superficie del foro di sondaggio. I tempi corretti messi in grafico rispetto alle profondità, danno modo di individuare le dromocrone in funzione dei litotipi attraversati e, quindi calcolare sia le velocità delle onde V_p che quelle delle V_s . Vi è sempre da precisare che i limiti sismostratigrafici, spesso non corrispondono con quelli dei litotipi, in quanto le caratteristiche elastiche possono variare all'interno del litotipo stesso. Questo metodo non pone la condizione che la velocità delle onde aumenti con la profondità, consentendo, quindi, di determinare anche le inversioni di velocità. La caratterizzazione delle V_s consente di elaborare la rigidità dello strato e il parametro V_{s30} .

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

Il metodo di calcolo impiegato per l'elaborazione delle prove Down-Hole consiste nell'implementazione, su pagina elettronica, delle equazioni di calcolo citate nel paragrafo precedente.

L'input consiste nell'inserimento dei tempi di arrivo, ricavati dall'analisi contemporanea dei sismogrammi registrati in direzioni opposte dal geofono da pozzo, l'output nella restituzione delle velocità e dei relativi moduli dinamici. Tutti i dati di calcolo sono stati opportunamente rappresentati in tabella e grafico nei certificati allegate. Attraverso l'elaborazione dei dati acquisiti è stato possibile risalire alle velocità intervallo ottenendo così un grafico che evidenzia e dà un'idea del grado di disomogeneità dei litotipi presenti nel sottosuolo indagato. Dall'analisi delle velocità misurate è possibile affermare che esse sono in linea con le litologie attraversate. E' possibile schematizzare l'andamento delle velocità con la profondità nel modo seguente:

1. (V_p) comprese tra 300 e 400 m/s attribuibile al terreno vegetale;
2. (V_p) comprese tra 400 e 450 m/s attribuibile al materiale piroclastico;
3. (V_p) comprese tra 800 e 900 m/s attribuibile al tufo tenero;
4. (V_p) comprese tra 900 e 1100 m/s attribuibile al tufo litoide.

In tutti i sondaggi è evidente il passaggio da un primo strato di materiale piroclastico. Successivamente si passa ad un livello di detrito calcareo alluvionale per poi passare al tufo più o meno litoide. Per il dettaglio si rimanda ai certificati riportati nei certificati della ditta "Isogea s.r.l." di Portici (NA).



PROSPEZIONE GEOELETRICA

La strumentazione utilizzata per l'esecuzione delle misure di resistività consiste in un sistema di acquisizione (georesistivimetro) in grado di misurare e registrare in modo digitale i valori di tensione e di corrente conservandole su memoria di massa. La lettura dei numerosi dati è stata velocizzata con l'ausilio di un commutatore automatico collegato, attraverso cavi elettrici montati su bobina, ai picchetti precedentemente infissi nel terreno.

La corrente immessa ai picchetti AB è generata da un energizzatore (generatore di tensione). Nella campagna in questione è stato utilizzato un georesistivimetro P.A.S.I. 16 bit mod. 16GL e un numero di picchetti in acciaio variabile tra 21 e 22.

La **prospezione geoelettrica** si basa sullo studio delle proprietà elettriche degli strati orizzontali presenti nel sottosuolo misurandone la conducibilità. La conducibilità è funzione del contenuto d'acqua presente nel sottosuolo. I terreni che possiedono una maggiore conducibilità sono quelli a grana fine (argille) e quelli con acqua ad elevata salinità, viceversa la resistività (definita come l'inverso della conducibilità) aumenta progressivamente al crescere della granulometria. L'immissione nel terreno di corrente continua per mezzo di due elettrodi (anodi) e nel misurare attraverso altri due elettrodi (catodi) la differenza di potenziale. Spostando secondo schemi prefissati la posizione degli elettrodi si ricavano i valori di resistività apparente. L'elaborazione informatica consente di risalire alle resistività reali di ogni strato e di tracciare delle pseudosezioni sperimentali.

Le prospezioni geoelettriche consistono nell'immettere nel terreno corrente continua o alternata a bassa frequenza. Dalla disposizione dei punti di immissione e dalla conduttività elettrica del sottosuolo dipende la forma del campo elettrico che viene misurato in superficie.

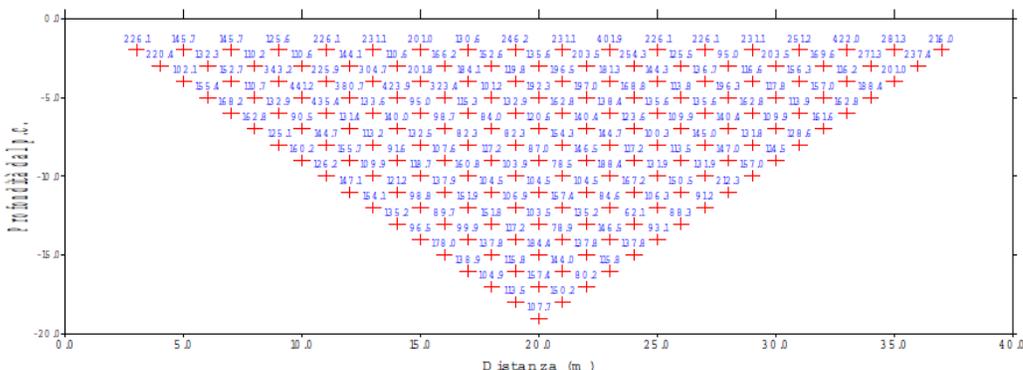
L'immissione diretta di corrente dà vita al metodo di resistività; con cui si misura essenzialmente il gradiente di potenziale tra due punti di misura provocato dalla circolazione della corrente alternata immessa. L'apparecchiatura per la misura delle resistività consta in due parti: una per la misura dell'intensità di corrente immessa mediante due elettrodi A e B (elettrodi di corrente), ed una per la misura della differenza di potenziale tra due elettrodi M ed N (elettrodi di potenziale). I contatti tra terreno ed elettrodi debbono offrire la minima resistenza: pertanto questi debbono essere ben infissi e i contatti possono essere migliorati inumidendo il terreno, usando elettrodi multipli, o impiegando, nel caso di terreno sciolto, un "tamponcino" di argilla umida.

La disposizione (o stendimento) degli elettrodi può essere varia, ma le configurazioni più usate sia per la semplicità dei risultati sia per la praticità delle operazioni in campagna sono quelle a "quadripolo".

La tecnica tomografica ottenuta attraverso la determinazione della resistività puntuale è una metodologia molto versatile ed efficace, che consente di analizzare, in sezione, una porzione di terreno attraverso un grande numero di punti di misura. Tale metodologia consiste nel posizionare nel terreno una serie di picchetti di acciaio allineati ed equidistanti. Attraverso gli elettrodi AB



denominati “*di corrente*” si immette nel terreno una corrente di intensità nota (I) e si misura la differenza di potenziale (ΔV) in corrispondenza delle coppie di picchetti MN successivi. Terminate le letture agli MN, si sposta la coppia AB alla successiva e si effettuano le letture ai picchetti MN. La tecnica Dipolo-Dipolo consente di risalire alla resistività del terreno in un punto posto sotto l’allineamento individuato geometricamente con l’intersezione delle rette tracciate a 45° con l’orizzontale e a partire dal centro dei segmenti AB ed MN. Ne risulterà pertanto una griglia di punti



II

prodotto finale ottenuto dall’interpretazione dei dati acquisiti è costituito da una sezione che evidenzia l’andamento della resistività visualizzandola con colori a gradazione diversa dove con le tonalità da chiaro a scuro sono indicati valori crescenti della resistività. Nel diagramma di elaborazione sono riportati lungo rette a 45° i valori della resistività ρ al variare della profondità dal piano campagna (riportata in ordinata) e della lunghezza del profilo (riportata in ascisse).

Questi valori di ρ elaborati mediante un apposito software sono stati rappresentati mediante curve iso-resistive. In particolare per meglio descrivere l’andamento del parametro ρ in funzione della profondità dal piano campagna e della lunghezza del profilo, le curve di livello riportate nei diagrammi sono state riempite con colori dal giallo al blu, corrispondenti a valori di ρ crescenti. Agli elaborati grafici sono connesse le tabelle riportate nel Certificato.

Nello stendimento per ogni coppia di dipolo AB, sono riportati:

- il valore del raggio, cioè la distanza tra i punti medi del dipolo AB e del dipolo MN;
- il corrispondente dipolo MN;
- la distanza tra il dipolo AB e quello MN considerato;
- la profondità raggiunta;
- il valore della differenza di potenziale riferito all’intensità di corrente;
- il valore del coefficiente geometrico del conduttore ricavato a partire dalla geometria dello stendimento;
- il valore della resistività.

La strumentazione utilizzata per l’esecuzione delle misure di resistività consiste in un sistema di acquisizione (georesistivimetro) in grado di misurare e registrare in modo digitale i valori



di tensione e di corrente conservandole su memoria di massa. La lettura dei numerosi dati è stata velocizzata con l'ausilio di un commutatore automatico collegato, attraverso cavi elettrici montati su bobina, ai picchetti precedentemente infissi nel terreno. La corrente immessa ai picchetti AB è generata da un energizzatore (generatore di tensione).

Nella campagna in questione è stato utilizzato un georesistivimetro P.A.S.I. 16 bit mod. 16GL e un numero di picchetti in acciaio variabile tra 21 e 22. La metodologia utilizzata prevede la realizzazione di uno stendimento con distanze tra i picchetti, scelte in funzione dello spazio a disposizione. È stata così utilizzata, per tutti gli stendimenti, una distanza variabile tra i 2 e i 3 metri tra un picchetto e l'altro

La tomografia geoelettrica restituisce una sezione a curve iso-resistive del terreno investigato. Tale metodologia si rivela pertanto utilissima per una caratterizzazione continua dei terreni consentendo così, oltre che a verificare i dati puntuali ottenuti da perforazioni geognostiche, anche ad estendere tali dati ad aree maggiori.

Le indagini sismiche in foro e la prospezione geoelettrica sono state eseguite in diversi giorni. Le date di esecuzione sono state le seguenti:

1° prova sismica Down-Hole) martedì 29-3-2005, eseguito in zona P.I.P. area Cr del P.R.G. (durata della prova ore 2,5)
2° prova sismica Down-Hole) martedì 29-3-2005, eseguito in zona P.I.P. di fronte al numero civico 69 (durata della prova ore 2,5)
1° stendimento geoelettrico martedì 29-3-2005, eseguito in zona P.I.P. area Cr del P.R.G. (durata della prova ore 4)
3° prova sismica Down-Hole) venerdì 1-4-2005, eseguito in zona D3. (durata della prova ore 2,5)
4° prova sismica Down-Hole) venerdì 1-4-2005, eseguito in zona FR-B (durata della prova ore 2,5)
5° prova sismica Down-Hole) venerdì 1-4-2005, eseguito in zona FR-A (durata della prova ore 2,5)
6° prova sismica Down-Hole) venerdì 1-4-2005, eseguito in zona FR-A (durata della prova ore 2,5)
Condizioni climatiche: soleggiato, nuvoloso (pioggia forte nel pomeriggio del giorno martedì 29-3-2005, che ha provocato l'interruzione delle prove).

I responsabili della ditta incaricata "ISOGEA s.r.l." hanno controllato che tutti i lavori venissero eseguiti nel rispetto e nella tutela della sicurezza ai sensi delle normative vigenti.

L'ubicazione dei punti d'indagine è stata scelta in modo da risultare significativa alla caratterizzazione geognostica del sito e dell'area. A tal uopo oltre a essere posizionati in modo da ricostruire le caratteristiche stratigrafiche, i sondaggi sono stati situati anche in punti idonei alla ricerca di presenze di cavità antropiche nel sottosuolo.

Le coordinate dei sondaggi eseguiti sono state rilevate con G.P.S. Le sequenze stratigrafiche individuate sono riportate negli appositi Certificati rilasciati dalla ditta "Isogea srl" di Portici.

Le litologie principali individuate dai sondaggi possono essere così sintetizzate:



S1	Data: 18/3/2005	40°56'25.28"N 14°32'25.69"E	Loc. Area P.I.P.
1	0÷7 metri	Piroclastiti sabbioso-limoseghiaiose	Sciolte
2	7 ÷16.3 metri	Ghiaia e ciottoli calcarei alluvionali in matrice sabbiosa	Sciolte o debolmente cementate
3	16.3 ÷31.5 metri	Tufo ignimbrítico	Litoide o parzialmente litoide

S2	Data: 21/3/2005	40°56'31.55"N 14°32'53.41"E	Loc. S.S. 7 bis – di fronte civico n. 69
1	0÷5.8 metri	Piroclastiti sabbioso-limoseghiaiose	Sciolte
2	5.8 ÷15.4 metri	Ghiaia e ciottoli calcarei alluvionali in matrice sabbiosa	Sciolte o debolmente cementate
3	15.4 ÷30.0 metri	Tufo ignimbrítico	Litoide o parzialmente litoide

S3	Data: 22/3/2005	40°57'18.94"N 14°32'28.13"E	Via Cinquevie –area D3
1	0÷6.5 metri	Piroclastiti sabbioso-limoseghiaiose	Sciolte
2	6.5 ÷13.5 metri	Ghiaia e ciottoli calcarei alluvionali in matrice sabbiosa	Sciolte o debolmente cementate
3	13.5 ÷30.0 metri	Tufo ignimbrítico	Litoide o parzialmente litoide

S4	Data: 23/3/2005	40°57'08.15"N 14°33'00.15"E	P.zza Municipio –area Fr/a
1	0÷6.5 metri	Piroclastiti sabbioso-limoseghiaiose	Sciolte
2	6.5 ÷12.5 metri	Ghiaia e ciottoli calcarei alluvionali in matrice sabbiosa	Sciolte o debolmente cementate
3	12.5 ÷30.0 metri	Tufo ignimbrítico	Litoide o parzialmente litoide

S5	Data: 24/3/2005	40°57'10.34"N 14°33'0.41"E	P.zza Municipio –area Fr/a
1	0÷6.0 metri	Piroclastiti sabbioso-limoseghiaiose	Sciolte
2	6.0 ÷13.0 metri	Ghiaia e ciottoli calcarei alluvionali in matrice sabbiosa	Sciolte o debolmente cementate
	13.0÷25.0 metri	CAVITA'	
3	25 ÷30.0 metri	Tufo ignimbrítico	Litoide o parzialmente litoide

S6	Data: 25/3/2005	40°56'33.02"N 14°32'15.22"E E	Gallo –area Fr/b
1	0÷6.75 metri	Piroclastiti sabbioso-limoseghiaiose	Sciolte
2	6.75 ÷13.4 metri	Ghiaia e ciottoli calcarei alluvionali in matrice sabbiosa	Sciolte o debolmente cementate
3	13.4 ÷30.0 metri	Tufo ignimbrítico	Litoide o parzialmente litoide



INDAGINI ESEGUITE DALLA DITTA SO.GEO s.r.l. di s. Maria Capua Vetere (CE) in data maggio 2010

All'uopo di integrare i recenti sondaggi eseguiti nel 2005 è stata incaricata la ditta specializzata "Soluzione Geotecniche s.r.l." o "So.Geo s.r.l.". I lavori eseguiti in sito per integrare e completare la conoscenza del territorio comunale hanno riguardato le seguenti indagini:

N. 3 SONDAGGI A CAROTAGGIO CONTINUO, SPINTI SINO ALLA PROFONDITÀ DI 32 METRI;

I n. 3 sondaggi a carotaggio continuo eseguiti con l'ausilio di una sonda "PSM-980 G cingolata", perforazione con carotiere semplice e con carotiere doppio, dal diametro di 101 mm, che hanno avuto lo scopo di:

- ricostruire il profilo stratigrafico dei terreni mediante l'esame delle carote estratte;
- effettuare prove geomeccaniche in foro tipo SPT (Standard Penetration Test);
- prelevare campioni indisturbati;
- installare tubi in PVC per prova sismica *down hole*.

I sondaggi hanno raggiunto le seguenti profondità dal locale piano campagna:

SONDAGGIO	PROFONDITÀ DAL P.C.(metri)	METODO DI PERFORAZIONE
S1	32.00	Rotazione con carotiere semplice e doppio
S2	32.00	Rotazione con carotiere semplice e doppio
S3	32.00	Rotazione con carotiere semplice e doppio

Per l'esecuzione del sondaggio è stata utilizzata una sonda di perforazione tipo **PSM 980 G** con le seguenti caratteristiche:

- attrezzatura a testa di rotazione idraulica;
- velocità di rotazione di 0-600 giri-min;
- coppia massima = 980 Kgm;
- spinta sulla testa di rotazione Kg 3000;
- avanzamento idraulico testa di rotazione;
- carro cingolato;
- doppia morsa idraulica;
- argano idraulico;
- freno blocca aste;
- carotieri semplici azionati a circolazione diretta mediante batterie di aste, di diametro Ø101-113 mm di lunghezza pari a 3.00 m.



Le carote estratte dai sondaggi a carotaggio continuo, utilizzate per la ricostruzione stratigrafica delle verticali investigate, sono state sistemate in apposite cassette catalogatrici in PVC, munite di scomparti divisorii e coperchio apribile.

Ogni cassetta è stata fotografata con una macchina digitale BENQ DC C540.

I certificati relativi alle colonne stratigrafiche contengono le seguenti informazioni:

- indicazioni sul cantiere;
- committente;
- numero progressivo;
- lunghezza del sondaggio;
- scala grafica;
- nominativi degli operatori e del responsabile di cantiere;
- profondità dal p.c. dei vari litotipi;
- spessori dei vari litotipi attraversati;
- descrizione litologica.

Area sopraelevata di circa 2 metri rispetto la zona circostante			
S1	Data: 19/5/2010	40°56'25.28"N 14°32'25.69"E	Palestra/Campo calcio comunale – Via provinciale
1	0÷8.8 metri	Piroclastiti sabbioso-limose-ghiaiose	Sciolte
2	8.8 ÷15.6 metri	Ghiaia e ciottoli calcarei alluvionali in matrice sabbiosa	Sciolte o debolmente cementate
3	15.6 ÷32 metri	Tufo ignimbrico	Litoide o parzialmente litoide
Prelievo di n. 2 campioni indisturbati: -S1C1 alla quota di 2.5÷ 3.0 metri – con campionatore shelby; -S1C2 alla quota di 5.0÷ 5.5 metri – con campionatore shelby; N. 3 prove SPT in foro di sondaggio: - quota di 3.0÷ 3.45 metri: 7-10-18 N _{spt} = 25 - quota di 9.0÷ 9.35 metri: 15-50-Rifiuto N _{spt} > 50 - quota di 15.0÷ 15.35 metri: 14-50-Rifiuto N _{spt} > 50			



S2	Data: 24/5/2010	40°56'56.08"N 14°33'32.47"E	Contrada Cesina
1	0÷11 metri	Piroclastiti sabbioso-limose-ghiaiose (Riporto)	Sciolte
2	11 ÷13.8 metri	Ghiaia e ciottoli calcarei alluvionali in matrice sabbiosa	Sciolte o debolmente cementate
3	13.8 ÷32.0 metri	Tufo ignimbrico	Litoide o parzialmente litoide
Prelievo di n. 2 campioni indisturbati: -S2C1 alla quota di 2.0÷ 2.5 metri – con campionatore shelby; -S2C2 alla quota di 6.0÷ 6.5 metri – con campionatore shelby; N. 3 prove SPT in foro di sondaggio: - quota di 2.5÷ 2.45 metri: 3-3-5 Nspt = 8 - quota di 6.5÷ 6.95 metri: 8-7-9 Nspt = 16 - quota di 16.0÷ 16.27 metri: 50-Rifiuto Nspt > 50			

S3	Data: 27/5/2010	40°57'18.56"N 14°33'05.18"E	Via Capocasale
1	0÷7.5 metri	Piroclastiti sabbioso-limose-ghiaiose	Sciolte
2	7.5 ÷12 metri	Ghiaia e ciottoli calcarei alluvionali in matrice sabbiosa	Sciolte o debolmente cementate
3	12 ÷32.0 metri	Tufo ignimbrico	Litoide o parzialmente litoide (1 metro alterato al tetto)
Prelievo di n. 2 campioni indisturbati: -S3C1 alla quota di 2.0÷ 2.5 metri – con campionatore shelby; -S3C2 alla quota di 4.0÷ 4.5 metri – con campionatore shelby; N. 3 prove SPT in foro di sondaggio: - quota di 2.5÷ 2.45 metri: 11-4-3 Nspt = 7 - quota di 4.5÷ 4.95 metri: 8-4-4 Nspt = 8 - quota di 15.0÷ 15.23 metri: 50-Rifiuto Nspt > 50			

Nello strato di tufo ignimbrico le carote hanno consentito di ricavare l'importantissimo parametro geotecnico di R.Q.D. per i vari livelli del litotipo litoide. I valori di R.Q.D. sono riportati negli appositi certificati rilasciati dalla ditta "So.Geo. s.r.l."

N. 6 PROVE S.P.T. (STANDARD PENETRATION TEST)

Durante l'esecuzione dei carotaggi continui sono state eseguite delle prove SPT (Standard Penetration Test) all'uopo di ricavare indicazioni geotecniche su terreni che mandano a rifiuto le prove penetrometriche in continuo.

La prova SPT viene eseguita nel corso della perforazione in modo discontinuo ed è standardizzata dalle seguenti norme:



- A.G.I.- Associazione Geotecnica Italiana (1977):

Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche.

- A.S.T.M.-D1586-67(74); D1586-84:

Standard method for Penetration test and Split-Barrel Sampling of Soils.

- ISSMFE Techn. Committee (1988):

Standard Penetration Test (SPT): International Reference Test Procedure.

Dopo la pulizia del foro sono state svolte le seguenti operazioni:

- impiego di un dispositivo per lo sganciamento del maglio con peso di 63.5 Kg da un'altezza di caduta pari a 76 cm; la massa battente corre lungo le aste dicollamento al terminale di infissione;
- infissione del campionatore Raymond con superfici lisce apribile longitudinalmente aventi le seguenti caratteristiche:
 - diametro esterno = 51 mm
 - diametro interno = 35 mm
 - lunghezza L = 457 mm
 - lunghezza scarpa l = 76 mm
 - angolo scarpa $\alpha = 16^\circ - 23^\circ$

L'esecuzione della prova ha seguito le successive fasi:

- controllo con scandaglio della quota del fondo foro raggiunta;
- calo a fondo foro dell'attrezzatura di prova;
- infissione preliminare dei primi 15 cm e dei successivi 30 cm contando separatamente il numero dei colpi per ogni tratto di 15 cm.

TABELLA RIASSUNTIVA PROVE SPT					
Sondaggio n.	Profondità mt	Prova SPT n.	N. COLPI	NSPT	TIPO DI PUNTA
S1	3.0	1	7-10-18	28	Punta Aperta
	9.0	2	11-50 (5 cm)	rifiuto	Punta Aperta
	15.0	3	14-50 (5cm)	rifiuto	Punta Aperta
S2	2.5	1	3-3-5	8	Punta Aperta
	6.5	2	8-7-9	16	Punta Aperta
	16.0	3	50 (12 cm)	rifiuto	Punta Aperta
S3	2.5	1	11-4-3	7	Punta Aperta
	4.5	2	8-4-4	8	Punta Aperta
	15.0	3	50 (6 cm)	17	Punta Aperta



**PRELIEVO DI N. 6 CAMPIONI INDISTURBATI E PROVE DI LABORATORIO
GEOTECNICO**

Nel corso delle perforazioni sono stati prelevati n. 6 campioni indisturbati, con l'ausilio di un campionatore a pareti sottili del tipo Shelby. Il campionatore è composto da una testa con valvola a sfera e relativi sfiati, collegata con viti a brucola al tubo di infissione che funge da contenitore. Il tubo di infissione, che contiene il campione di terreno, è costituito da un tubo d'acciaio adeguatamente levigato all'interno, e possiede la base tagliente con angolo di scarpa tra 4° e 15°, in modo da minimizzare il disturbo del terreno per effetto delle operazioni di prelievo. Questo tipo di campionatore di norma viene utilizzato anche per il prelievo di campioni indisturbati in terreni coesivi (classe di qualità Q5), che permette, quindi, la determinazione delle caratteristiche geotecniche. Dopo il prelievo le fustelle, contenenti i campioni indisturbati, sono state controllate e sigillate ermeticamente con un velo di paraffina al fine di migliorare la conservazione nel trasporto.

Su ogni fustella è riportata:

- la designazione del committente, del cantiere e del sondaggio;
- il tipo di prelievo e il tipo di campionatore;
- la profondità del prelievo;
- la profondità della falda;
- la data del prelievo.

A seguire viene presentata una tabella riepilogativa dei campioni indisturbati prelevati durante le lavorazioni riferita ai sondaggi S1, S2 ed S3:

TABELLA RIASSUNTIVA CAMPIONI INDISTURBATI			
Sondaggio n.	Profondità mt	Tipo di campionatore	Data prelievo
S1	2.5	Shelby	19/05/2010
S1	5.0	Shelby	19/05/2010
S2	2.0	Shelby	24/05/2010
S2	2.5	Shelby	24/05/2010
S3	2.0	Shelby	27/05/2010
S3	4.0	Shelby	27/05/2010

I campioni sono stati analizzati dal laboratorio terre Geoprove s.a.s. sito in via Martucci n. 17 - 81055 S. Maria C.V. (CE) regolarmente provvisto di Concessione Ministeriale. Tutte le prove sono state Certificate ai sensi dei dettami del D.M. 14-1-2008

I campioni di terreno (tutti incoerenti) sono stati sottoposti alle seguenti prove di laboratorio geotecnico:

- Caratteristiche fisiche
- Peso specifico
- Analisi granulometrica per setacciatura e per sedimentazione, con classificazione A.G.I.
- Prova di taglio diretto



**N. 8 PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE PESANTI DPSH
-PENETROMETRO "PAGANI" 200 kN**

La ditta So.Geo srl di S. Maria Capua Vetere, in data 24 maggio 2010, ha eseguito n. **8 prove** penetrometriche dinamiche pesanti DPSH (Dynamic Probing Super Heavy) con l'ausilio di una sonda penetrometrica autoancorante STATICO-dinamica pesante modello "Pagani" da 200 kN (63.5 Kg).

La prova penetrometrica dinamica pesante è una prova in continuo che consiste nell'infiggere nel terreno una punta conica (per tratti consecutivi $Z \approx 20$ cm) misurando il numero di colpi N necessari. La loro elaborazione, interpretazione e visualizzazione grafica e consente di "catalogare e parametrizzare" il suolo attraversato con un'immagine ininterrotta, che permette anche di avere un raffronto sulle consistenze dei vari livelli attraversati e una correlazione diretta con sondaggi geognostici per la caratterizzazione stratigrafica. La sonda penetrometrica permette inoltre di riconoscere abbastanza precisamente lo spessore delle coltri piroclastiche.

L'elaborazione dei dati viene determinata con l'ausilio correlazioni indirette e facendo riferimento a vari autori. I parametri forniti e le formule utilizzate devono tenere conto delle esperienze geologiche acquisite in zona e della natura incoerente dei terreni del sito.

Caratteristiche Strumentali PAGANI TG 63 (200 kN)

- Rif. Norme ASTM D3441-86
- La strumentazione utilizzata presenta le seguenti caratteristiche tecniche:
- Peso Massa Battente $M = 63.50$ Kg
- Altezza Caduta Libera $H = 0.75$ m
- Peso Sistema Battuta $M_s = 0.63$ Kg
- Diametro Punta Conica $D = 51.00$ mm
- Area Base Punta Conica $A = 20.43$ cm²
- Angolo Apertura Punta $\alpha = 60^\circ$
- Lunghezza della Aste $L_a = 1.00$ m
- Peso Aste Per Metro $M_a = 6.31$ Kg
- Prof. Giunzione 1a Asta $P_1 = 0.40$ m
- Avanzamento Punta $\delta = 0.20$ m
- Numero di Colpi Punta $N =$ Relativo ad un avanzamento di 20 cm
- Rivestimento/Fanghi no

Le misure vengono di norma annotate ogni 20 cm, pertanto il relativo numero di colpi va moltiplicato per 1,5 nel caso si vogliano equiparare alle prove SPT classiche. L'esecuzione di prove penetrometriche consente, nota la stratigrafia, di rilevare informazioni valide ai fini della ricostruzione dei profili geotecnici, attraverso l'identificazione di parametri quali: la densità relativa (D_r) l'angolo d'attrito (ϕ) ed il modulo edometrico (E_{ed}). I certificati delle prove, contenuti in allegato, forniscono:



- la tabella valori in cui viene riportata la profondità di infissione “P”, il numero di colpi “N” e la resistenza dinamica alla punta “Rpd”;
- i grafici con le variazioni, in funzione della profondità, della resistenza dinamica alla punta.

La prova è stata spinta sino alla quota di rifiuto dello strumento (numero di colpi maggiore di 50) che coincide con il banco di ghiaia alluvionale il quale ha mandato a rifiuto sia le prove SPT che quelle DPSH. Queste prove sono state eseguite per avere un caratterizzazione geomeccanica del litotipo più superficiale di origine piroclastico-alluvionale.

Si riporta di seguito la tabella con le risultanze delle prove e le rispettive ubicazioni sul territorio comunale di Comiziano (NA).

	DPSH 1	DPSH 2	DPSH 3	DPSH 4	DPSH 5	DPSH 6	DPSH 7	DPSH 8
	40°56'47.91"N	40°57'13.98"N	40°57'23.19"N	40°56'55.96"N	40°57'7.14"N	40°56'39.43"N	40°56'29.45"N	40°56'47.29"N
Prof.	14°32'33.31"E	14°32'28.85"E	14°32'55.04"E	14°33'31.91"E	14°32'56.79"E	14°32'54.19"E	14°32'15.88"E	14°33'21.07"E
m	Palestra	via Cinquevie	via Spennata	C. Cesina	P.zza Municipio	via Regio Abolito	P.zza A. Crispo	Mass. Monacello
0,2	8	1	2	2	2	1	2	2
0,4	13	1	1	2	1	1	1	1
0,6	8	1	1	1	1	1	2	1
0,8	4	1	1	2	1	4	7	1
1	2	1	1	3	1	8	19	1
1,2	2	2	1	3	2	11	17	1
1,4	4	3	1	7	2	3	17	1
1,6	4	5	2	10	1	3	10	1
1,8	2	9	1	12	1	3	2	1
2	2	3	2	10	1	3	2	2
2,2	3	1	2	4	1	2	2	2
2,4	3	1	1	4	1	3	2	1
2,6	3	1	1	3	1	3	4	1
2,8	5	1	2	2	1	7	8	2
3	4	1	4	3	1	6	11	5
3,2	11	2	5	5	1	7	12	5
3,4	4	1	11	5	1	4	6	5
3,6	3	1	11	5	2	3	3	6
3,8	3	1	6	3	1	2	4	2
4	2	1	15	3	3	4	2	3
4,2	3	2	6	3	4	8	2	5
4,4	3	3	1	4	5	9	8	2
4,6	3	5	1	3	6	8	4	2
4,8	5	3	4	10	4	7	3	4
5	6	3	5	9	5	3	11	13
5,2	5	3	6	5	5	3	8	51
5,4	1	5	4	3	4	4	8	101
5,6	6	4	4	2	2	4	7	Rifiuto
5,8	7	1	5	4	2	2	7	



6	8	3	4	6	2	2	4	
6,2	8	3	3	4	8	4	2	
6,4	5	4	3	5	28	26	4	
6,6	3	11	13	4	53	51	3	
6,8	3	17	57	4	101	101	2	
7	4	50	101	5	Rifiuto	Rifiuto	2	
7,2	3	101	Rifiuto	5			3	
7,4	2	Rifiuto		2			1	
7,6	2			3			2	
7,8	2			2			6	
8	3			3			33	
8,2	12			3			52	
8,4	10			3			101	
8,6	53			3			Rifiuto	
8,8	101			4				
9	Rifiuto			9				
9,2				8				
9,4				4				
9,6				16				
9,8				60				
10				101				
				Rifiuto				

Correlazione con N_{spt}

Poiché la prova penetrometrica standard (SPT) rappresenta, ad oggi, uno dei mezzi più diffusi ed economici per ricavare informazioni dal sottosuolo, la maggior parte delle correlazioni esistenti riguardano i valori del numero di colpi N_{spt} ottenuto con la suddetta prova, pertanto si presenta la necessità di rapportare il numero di colpi di una prova dinamica con N_{spt}.

Il passaggio viene dato da:

$$N_{spt} = \beta_t N$$

Dove:

$$\beta_t = \frac{Q}{Q_{SPT}}$$

in cui Q è l'energia specifica per colpo e Q_{spt} è quella riferita alla prova SPT.

L'energia specifica per colpo viene calcolata come segue:

$$Q = \frac{M^2 \cdot H}{A \cdot \delta \cdot (M + M')}$$



in cui

- M = peso massa battente;
M' = peso aste;
H = altezza di caduta;
A = area base punta conica;
 δ = passo di avanzamento.

Valutazione resistenza dinamica alla punta Rpd

Formula Olandesi

$$Rpd = \frac{M^2 \cdot H}{[A \cdot e \cdot (M + P)]} = \frac{M^2 \cdot H \cdot N}{[A \cdot \delta \cdot (M + P)]}$$

- Rpd = resistenza dinamica punta (area A);
e = infissione media per colpo (δ/N);
M = peso massa battente (altezza caduta H);
P = peso totale aste e sistema battuta.

Metodologia di Elaborazione.

Le elaborazioni sono state effettuate mediante un programma di calcolo automatico Dynamic Probing della *GeoStru Software*. Il programma calcola il rapporto delle energie trasmesse (coefficiente di correlazione con SPT) tramite le elaborazioni proposte da Pasqualini 1983 - Meyerhof 1956 - Desai 1968 - Borowczyk-Frankowsky 1981. Permette inoltre di utilizzare i dati ottenuti dall'effettuazione di prove penetrometriche per estrapolare utili informazioni geotecniche e geologiche. Una vasta esperienza acquisita, unitamente ad una buona interpretazione e correlazione, permettono spesso di ottenere dati utili alla progettazione e frequentemente dati maggiormente attendibili di tanti dati bibliografici sulle litologie e di dati geotecnici determinati sulle verticali litologiche da poche prove di laboratorio eseguite come rappresentazione generale di una verticale eterogenea disuniforme e/o complessa.

In particolare consente di ottenere informazioni su:

- l'andamento verticale e orizzontale degli intervalli stratigrafici,
- la caratterizzazione litologica delle unità stratigrafiche,
- i parametri geotecnici suggeriti da vari autori in funzione dei valori del numero dei colpi e delle resistenza alla punta.



INDAGINI ESEGUITE DALLA DITTA G.G.I. s.r.l. di Casagiove (CE) in data maggio 2010

Per completare il piano di esecuzione di indagini su tutto il territorio comunale l'Amministrazione Comunale di Comiziano con Determina n. 25 del 22-04-2010 ha dato mandato alla ditta G.G. I. s.a.s. di Casagiove (CE) di eseguire indagini geofisiche e geoelettriche a corredo dello studio geologico del P.U.C. di Comiziano (NA).

Le indagini hanno integrate quelle già eseguite e sono consistite in:

N. 3 PROVE SISMICHE IN FORO DI SONDAGGIO, TIPOLOGIA "DOWN-HOLE"

L'indagine sismica in foro, tipo *down-hole*, è stata eseguita nei fori di sondaggio precedentemente realizzati dalla ditta Soluzioni Geotecniche S.r.l. della lunghezza di 32 metri. La determinazione dei parametri elastici (V_p , V_s , Coeff. Poisson, Mod. di Young, Mod. di Taglio, mod. di Compressibilità, Peso di volume), è stata effettuata per ogni metro, nei primi quattro metri, e, successivamente, ad ogni due metri, fino a 32 metri di profondità, per un totale di 18 misurazioni.

L'indagine è stata eseguita utilizzando un sismografo a 24 canali della PASI di Torino, modello *16SG24*, con processore Pentium 200, display VGA a colori in LCD-TFT 10.4", trattamento del segnale a 16 bit, risoluzione di acquisizione a 16 bit, con funzione di incremento multiplo del segnale ed opzione per l'inversione di polarità, attivazione di filtri "passa alto", "passa basso" e "notch" e registrazione automatica dei dati. Inoltre, è stato utilizzato un geofono tridimensionale da foro (o sonda geofonica); quest'ultimo è dotato di cinque geofoni da 10 Hz, di cui uno verticale per la registrazione delle onde P, e quattro geofoni orizzontali, disposti a 45° fra di loro, atti a registrare meglio le onde S. L'ancoraggio della sonda geofonica alla parete della tubazione (PVC ϕ 80 mm) è stato garantito da un pistone pneumatico azionato da un dispositivo ad aria compressa.

Il punto di scoppio, costituito da una traversina in legno posta ad una distanza di 3,00 m dal centro del foro, e di ciò se ne è tenuto conto per la correzione dei tempi di arrivo. L'energizzazione è stata generata colpendo la piastra con una massa battente da 5 Kg. Calando la sonda geofonica nel tubo e posizionandola a diverse profondità (con passo di 2 metri) sono stati registrati i sismogrammi da cui sono stati individuati i tempi di arrivo delle onde P e S. Sul tabulato relativo alla prova effettuata si riportano i tempi registrati e le velocità calcolate per i singoli intervalli indagati. Inoltre, si riportano i valori dei moduli dinamici (Coefficiente di Poisson, Modulo di Young, Modulo di Taglio e Modulo di Bulk o di Incompressibilità).

Infine, i valori suddetti sono stati schematizzati su 2 grafici in cui si evidenzia l'andamento dei tempi e delle velocità sismiche con la profondità.

I risultati di campagna, e la loro interpretazione in chiave sismica, sono riportati nei Certificati. Per ogni prova effettuata, viene rappresentato un tabulato con i tempi registrati in campagna, i valori di velocità V_p e V_s alle varie profondità e, infine, i moduli elastici. Inoltre, si



riportano i grafici tempi/profondità e velocità/profondità. Il primo grafico può essere interpretato come delle dromocrone, che da l'idea del numero di sismostrati in cui può essere suddiviso il sottosuolo investigato.

In particolare, come si può osservare sulla tabella sismostratigrafica riepilogativa, possiamo suddividere il sottosuolo in quattro sismostrati:

- il primo orizzonte, dello spessore variabile tra 4 e 8 m, ha fatto registrare una velocità delle onde longitudinali di 300-400 m/s e una velocità delle onde S di 100-130 m/s;
- il secondo orizzonte, rilevato fino alla profondità di 8-10 m, è caratterizzato da una media di V_p pari a circa 700 m/s e V_s di 250 m/s (eccetto per la prova n° 1 in cui V_p è risultata 1.056 m/s e V_s di poco superiore a 400 m/s);
- il terzo sismostrato, dello spessore di 4-6 m, è caratterizzato da V_p di circa 1.500 m/s e V_s di circa 650 m/s;
- il quarto sismostrato, rilevato da 12-16 m fino a fondo foro, ha fatto registrare una media delle V_p di 1.400 m/s e delle V_s medio di circa 600 m/s.

La nuova normativa sismica italiana prevede una classificazione del sito in classi in funzione della velocità delle onde S nei 30 metri di terreno (VS30). Per VS30 si intende la media pesata delle velocità delle onde S negli strati fino a 30 metri di profondità a partire dalla base della fondazione. Considerando la sismostratigrafia ricavata dalle indagini eseguita, il calcolo effettuato a partire dal piano di campagna ha determinato i seguenti valori:

DH.S1: VS30 = 306 m/s;

DH.S2: VS30 = 312 m/s;

DH.S3: VS30 = 318 m/s.

Pertanto, i tre punti investigati appartengono ad una Categoria di Suolo C.

N. 9 TOMOGRAFIE GEOELETTRICHE

Nel mese di maggio la ditta "G.G.I. s.r.l." di Casagiove (CE) ha eseguito n. 9 Tomografie geoelettriche ubicate nei luoghi ove erano state segnalate presenze di cavità occluse non accessibili dal esterno. Le prospezione geoelettriche eseguite in numero minimo (dato il numero e l'estensione delle zone cavate) sono state posizionate su stendimenti vicini alle cavità all'uopo di rinvenire più i limiti o altre cavità più che ispezionare il sito specifico per il quale si dovranno avvalere studi di dettaglio.

In particolare gli stendimenti sono stati ubicati sui seguenti siti:

- 1) Via Regio Abolito dietro la chiesa di Gallo, in zona con presenza di cavità riempite.
- 2) Masseria Monacello, in zona depressa da probabile riempimento.



- 3) Via Regio Abolito all'altezza della curva con la strada che porta alla Gescal, in corrispondenza di almeno un occhio di monte occluso accertato da notizie storiche.
- 4) Via provinciale Per Risigliano, in corrispondenza di una serie di occhi di monte aperti e occlusi delle cantine Galasso-Salerno-Allocca.
- 5) Via Regio Abolito, in una zona intermedia di attenzione tra aree con occhi di monte e cavità diffuse.
- 6) Via Cimitero, all'altezza delle scuole medie nel Rione Gescal, in una zona in cui sono stati accertati almeno n. 4 occhi di monte occlusi da riempimenti.
- 7) Via Contrada Cesina, in una zona di cavità e occhi di monte occlusi da diffusi riempimenti.
- 8) Via Contrada Cesina in corrispondenza di un occhio di monte aperto molto esteso.
- 9) Via S. Benedetto Rione Gescal in corrispondenza di un occhio di monte occluso che ha identificato un area cavata.

La tecnica geoelettrica della tomografia di superficie lungo un profilo (TES), consiste nella realizzazione di un'immagine di estremo dettaglio del comportamento areale della resistività elettrica lungo il piano della sezione verticale passante per il profilo scelto.

Il procedimento di campagna per la realizzazione di una pseudo-sezione geologica con la tecnica tomografica dipolare.

La corrente elettrica è immessa nel sottosuolo mediante un dipolo caratterizzato da due elettrodi contigui A e B posti a distanza δ l'uno dall'altro. La misura della tensione, creata dal flusso di corrente, è effettuata mediante un secondo dipolo, in linea con il precedente, anch'esso caratterizzato da due elettrodi contigui, M ed N, distanti di nuovo δ l'uno dall'altro.

La distanza fra gli elettrodi di corrente e di potenziale più vicini fra loro, precisamente B ed M, è regolata in maniera da risultare un numero intero n di volte l'ampiezza dipolare δ . La procedura tomografica di campagna corrisponde ad un'assegnata posizione di uno dei due dipoli lungo il profilo, che viene mantenuto fisso mentre l'altro dipolo si allontana progressivamente dal primo lungo il medesimo profilo, assegnando valori crescenti ad n (1, 2, ... n). La rappresentazione più adeguata dell'insieme di tutti i risultati conseguiti consiste nell'attribuire ciascun valore di resistività apparente al punto di intersezione tra due linee oblique, convergenti verso il basso, ubicati nelle posizioni cui competono le misure di corrente e tensione dalle quali nasce il valore di resistività apparente in considerazione. Le resistività apparenti, distribuite come detto nei punti della griglia conseguente alle varie disposizioni mutue dei due dipoli, vengono poi sottoposte ad una valutazione comparativa, che si concretizza nel tracciamento di una famiglia di isolinee di resistività apparente. Il quadro d'insieme che ne deriva, eventualmente rifinito con l'uso di una scala di colori tra settori contigui, rappresenta di fatto l'immagine tomografica del sottosuolo lungo il profilo scelto. La profondità di investigazione è pari a circa 1/5 della lunghezza dello stendimento.

Le strumentazioni impiegate per l'esecuzione delle indagini sono state le seguenti:

- a) georesistivimetro computerizzato per prospezione geoelettrica multielettrodo modello A3000-E della M.A.E. :



caratteristiche tecniche dell'unità centrale:

- CPU NS Geode GXLV 233 MHz;
- Memoria RAM 128 Mb PC 100 Mhz;
- Hard Disk 64 Mb;
- Monitoraggio Hardware Winbond W83781D;
- Display LCD 6,4 Tft a colori;
- Alimentazione con alimentatore Switching 12 Volt 2Ah.

b) n. 8 box a microprocessore per 8 elettrodi;

c) n. 8 cavi multipolari, tipo sismico, con conduttori a bassa resistività;

d) n. 64 elettrodi in acciaio inox.

Dopo aver posizionato gli elettrodi sul terreno e collegati ai rispettivi box e all'unità centrale di acquisizione, si seleziona il tipo di misura da effettuare; nel nostro caso si è optati per un dispositivo di Tomografia tipo "Dipolo-Dipolo Assiale" grazie al quale si è raggiunto una profondità massima di investigazione di oltre 30 m. Quindi, si è dato inizio alla procedura di acquisizione in modalità automatica, durante la quale lo strumento inizia a gestire i vari elettrodi trasformandoli in elettrodi di misura fino a completare il sondaggio.

Lo strumento energizza automaticamente il terreno, prima in un senso e successivamente nell'opposto (una misura in "normale" e una in "invertito" con la relativa media). La commutazione "normale-invertito" è gestita automaticamente dallo strumento, e la durata delle energizzazioni, nei due sensi è costante e questo contribuisce ad avere una maggiore precisione delle letture.

Al termine di ogni lettura, vengono visualizzati contemporaneamente sul display i valori della resistività. I potenziali spontanei, eventualmente presenti sul terreno, sono automaticamente eliminati durante la fase di elaborazione dei dati.

ANALISI DELLE T.E.S.

I dati di intensità I e differenza di potenziale ΔV raccolti in campagna sono implementati per ricavare i valori di Resistività Apparente (ρ_a). L'interpretazione dei dati avviene attraverso il software *RES2DINV*, con implementazioni matematiche basate sul metodo degli elementi finiti.

I dati sperimentali di campagna, dopo averne analizzato lo spettro di frequenza, sono sottoposti a filtraggio attraverso processi matematici, al fine di minimizzare il disturbo alle misure (*noise*) e, infine, sono stati eliminati i valori risultati anomali (*bad points*); quindi vengono costruite mappe tomografiche e curve di isoresistività apparente lungo la sezione indagata.

L'interpretazione è raggiunta attraverso la costruzione di un modello matematico dei corpi sotterranei in termini di geometria dei corpi stessi e delle loro resistività reali, che attraverso il software d'elaborazione restituisce una pseudosezione con i valori di resistività apparenti calcolati.



Quando il modello matematico (Resistività apparente calcolata) si sovrappone con sufficienza precisione al modello sperimentale (Resistività apparente sperimentale), vengono lanciate le interazioni con gli elementi finiti al fine di ottimizzare la corrispondenza tra dati calcolati e dati sperimentali. Il risultato di tale interazione si traduce nella variazione della forma dei corpi e delle loro resistività reali sino alla convergenza dei dati.

RISULTATI ED INTERPRETAZIONE DELLE T.E.S.

Come detto in premessa sono stati eseguiti n° 9 profili di Tomografia Elettrica Superficiale, per un totale di 1.090 metri, con le seguenti caratteristiche geometriche:

T.E.S.	<i>n.</i>	Lunghezza	<i>m</i>	N. elettrodi Interdistanza
1	100	51	2	22,00
2	110	56	2	22,00
3	110	56	2	22,00
4	110	56	2	22,00
5	110	56	2	22,00
6	110	56	2	22,00
7	110	56	2	22,00
8	165	56	3	32,00
9	165	56	3	32,00

Le coordinate dei punti estremi degli stendimenti, rilevati con G.P.S. sono le seguenti

T.E.S.	<i>Punto</i>	Coordinate	<i>Punto</i>	Coordinate
1	0	40°56'37.06" N 14°32'36.73"E	100	40°56'39.50" N 14°32'38.95"E
2	0	40°56'49.00" N 14°33'20.01"E	110	40°56'45.41" N 14°33'19.95"E
3	0	40°56'42.33" N 14°33'9.88"E	110	40°56'45.55" N 14°33'7.38"E
4	0	40°56'43.99" N 14°32'25.58"E	110	40°56'42.85" N 14°32'29.90"E
5	0	40°56'42.86" N 14°32'54.34"E	110	40°56'39.16" N 14°32'55.81"E
6	0	40°56'59.43" N 14°33'0.61"E	110	40°56'57.27" N 14°32'57.35"E
7	0	40°56'51.96" N 14°33'29.56"E	110	40°56'52.00" N 14°33'33.86"E
8	0	40°56'58.00" N 14°33'26.98"E	165	40°56'52.00" N 14°33'26.02"E
9	0	40°56'57.39" N 14°33'10.63"E	165	40°56'52.06" N 14°33'11.52"E

Per ogni singola prova effettuata è riportato nei certificati:

- Nel grafico in alto, il profilo con la distribuzione delle Resistività apparenti “misurate” in campagna;
- Nel grafico al centro, il profilo della pseudosezione delle Resistività apparenti “calcolate”;
- Nel grafico in basso, si riporta il “modello geoelettrico del sottosuolo”.



INDAGINI RECENTI ESEGUITE DALLO SCRIVENTE ED ACQUISITE A SUPPORTO DEL P.U.C. DI COMIZIANO

Tutte le indagini eseguite sono state eseguite da ditte specializzate e tutti gli elaborati sono stati certificati e firmati dalle ditte incaricate. In realtà le indagini eseguite sul territorio comunale sono molto più numerose, ma volutamente lo scrivente non ha tenuto in considerazione tutte quelle effettuate da più di cinque anni e/o che non sono state direttamente seguite dal sottoscritto sul cantiere durante la loro esecuzione.

N. 1 CAROTAGGIO CONTINUO (D1) ESEGUITO DALLA DITTA “DE RIGGI TRIVELLAZIONE S.R.L.” E PROSPEZIONE SISMICA “DOWN-HOLE” IN FORO DI SONDAGGIO ESEGUITA DALLA “G.G.I. S.A.S.”

Tra le tante indagini anche recenti eseguite per lavori privati e non considerate ai fini della stesura del presente P.U.C. (in realtà rientrano in quella serie di dati conoscitivi che hanno consentito una visione di maggior dettaglio per la ricostruzione del modello geologico generale), si è ritenuto, invece, di dover allegare un sondaggio denominato “D1” che è stato eseguito nel gennaio 2009 (dalla ditta “De Riggi Trivellazioni s.r.l.”) nel limitrofo Comune di Tufino, in località Contrada Cesina (a pochi metri oltre il confine con il Comune di Comiziano). Il semplice motivo è che nel foro di sondaggio è stata eseguita una prova sismica “down-hole” dalla ditta G.G.I di Casagiove (CE), la stessa che ha eseguito le prove sismiche S1, S2 e S3 nel mese di maggio 2010. Questa prova “down-hole” Certificata con la sigla S1 (sigla originaria) è quindi stata acquisita a supporto del P.U.C., come “quarta” indagine sismica della ditta “G.G.I. s.a.s. (la nona in totale) ed è stata quindi identificata con la sigla “D1” come carotaggio e con la “S4” per la down-hole consentendo di ottenere un ulteriore “dato” omogeneo agli altri ed elaborato da uno stesso operatore geofisico. Considerando la sismostratigrafia ricavata dalle indagini eseguita, il calcolo effettuato a partire dal piano di campagna ha determinato i seguenti valori:

S4 (D1): VS30 = 353 m/s;

N. 6 PROVE PENETROMETRICHE LEGGERE D.P.M. ESEGUITE DALLA DITTA I.GEO S.A.S. DI PASTORANO (CE)

Queste indagini sono state usate per caratterizzare i terreni in punti interni meno accessibili a grosse strumentazioni, per la presenza di fitte colture di nocciolo. In area Fr/a, nelle adiacenze di Piazza Municipio, sono state eseguite n. 6 prove penetrometriche dinamiche, con l’ausilio di una sonda leggera “PAGANI DL030”. Le indagini eseguite, dalla ditta “I.Geo s.a.s.” di Pastorano (CE) sono state spinte sino al rifiuto che coincide con il banco di ghiaia calcarea compatta, rinvenuta nei carotaggi, posto alla profondità di 6.0-6.5 metri (vedi i Certificati allegati). Queste prove, molto bistrattate, in realtà rappresentano un utile strumento di supporto alle indagini tradizionali per caratterizzare i terreni superficiali, soprattutto dove le condizioni di accesso sono limitate (basta pensare che una prova DPSH necessita di almeno 5 metri di altezza per essere eseguita). Le prove D.P.M. correlate con altre prove “in sito” consentono di effettuare correlazioni e collegamenti con l’ausilio dei profili geomeccanici.



RILEVAMENTO DELLE CAVITÀ'-CANTINE

Questa fase di studio sulle cavità e cavità-cantine conosciute del comune di Comiziano ha avuto lo scopo di provvedere a informatizzare e graficizzare più dati possibili circa le cavità in modo da costituire un valido supporto alla pianificazione locale. In effetti la presenza di cavità rappresenta un grave problema che interessa molti centri urbani della provincia di Napoli.

La stabilità delle strutture urbane è spesso compromessa dalla presenza di “discontinuità” sotterranee e tale fenomeno assume una gravità particolare in alcune aree del territorio provinciale dove il sottosuolo tufaceo è stato interessato da una rete di cavità eccezionalmente sviluppata, prodotta da attività estrattiva e di scavo.

Complessivamente sono stati informatizzati i dati relativi a 1 cavità- cisterna, a 2 pozzi isolati e a 10 cantine, mentre resta da approfondire lo studio sulle cavità presenti nella “*insula*” racchiusa da Via Nola, Piazzetta G. Marconi e Via Roma e rappresentate nella carta ai numeri 5 e 6 (6a, 6b e 6c). La descrizione in dettaglio è riportata nella relazione geologica-idrogeologica.

Lo scrivente ha richiesto il supporto dell’arch. Iavarone Antonio, specializzato in merito, soprattutto per affrontare il rilievo delle cavità, con strumentazione adeguata, in situazioni di precarie e di non facile accesso.

Lo studio si è risolto con la realizzazione di una Carta delle Cave e Cavità, in scala 1:5.000, dove sono state ubicate tutte le cavità rilevate e di una scheda grafica-descrittiva per ogni cavità-cantina. Ovviamente il rilievo delle cavità-cantine è stato eseguito in scala di maggior dettaglio e successivamente, unitamente a tutte le risultanze di ricerca (molto più complicate per la mancanza di accessi e dei punti di ubicazione) delle zona di cava riempite o di cavità occluse, sono state inserite nella Carta delle Cave e Cavità che, anche se non richiesta esplicitamente dalla L.R. 9/83, va ad essere “complementare” alla Carta della stabilità e dai tanti “siti puntuali” rilevati si ottiene un quadro d’insieme che consente una pianificazione territoriale più nitida e al contempo di intravedere le aree che necessitano di maggiore attenzione nelle azioni volte alla difesa del suolo e, al contempo, anche per inquadrare i problemi statico-dinamici in chiave di “rischio sismico”.

In totale, per il Comune di Comiziano (NA) si è passati dalle n. **7 cavità “conosciute”**, dalla cartografia e dai censimenti della Provincia di Napoli e dall’Università di Napoli, alle **n. 14 accertate**, senza contare le cavità distribuite nelle aree denominate con le sigle “B”, “C”, “Da”, “Db”, “Dc”, “Dd”, “De”, “E”, “F” e “G” dove il numero di cavità (ormai sepolte) è destinato sensibilmente a salire. Si ha un numero di cavità riconducibili a notizie storiche, ma non identificabili in zona “Da”; almeno 4 occhi occlusi identificati in zona “Dc”, 4÷5 occhi sepolti ed uno aperto in zona “Dd”; almeno 4÷5 occhi occlusi (anche sotto edifici) e uno aperto in zona “De”; 4 occhi occlusi in zona “E”; un occhio occluso, ma almeno altri tre (identificati con la geoelettrica) in zona “F”; uno-due occhi identificati davanti al cimitero comunale; un occhio identificato a Nord della zona “C”; due occhi (o cisterne) riempiti identificati in P.zza S. Severino.



Il quadro viene completato con le aree “C” e “Dc” che presentano estese aree di riempimento e da altre cavità ormai sepolte che non sono più identificabili a memoria d’uomo. Si ritiene che sul territorio comunale il numero complessivo di cavità possa essere di molto superiore a 20.

Il rilevamento geologico non ha avuto modo di accertare altre cavità, ma da notizie storiche acquisite risulta che alle soglie dell’800 ogni proprietario terriero tendeva a crearsi la propria “cava” personale per suoi i fabbisogni edificatori per cui estrarre pomici e/o tufo era abbastanza normale. Una volta terminato se non necessitava di cantina o se le cavità erano di modesta estensione le occludeva con riempimenti di materiale poligenico.

Quest’ultima considerazione deve far porre l’attenzione su ogni progetto edificatorio che verrà effettuato nel Comune di Comiziano. In particolare i progettisti già riconosciuti dal D.M. 14-1-2008 come le figure principali delle varie fasi d’indagini dovranno porre la massima attenzione a fare investigare il “volume significativo” dell’opera al fine di garantire la condizioni di massima sicurezza e stabilità all’insieme opera-sottosuolo sia in condizioni statiche che dinamiche.

Comiziano, luglio 2010

Il tecnico geologo

Dr. Pier Paolo Ferraro



ALLEGATI:

- **CARTA DI UBICAZIONE DELLE INDAGINI**
- **FOTO DEI SONDAGGI GEOGNOSTICI**

CARTA CON UBICAZIONE DELLE INDAGINI

LEGENDA



CAROTAGGIO CONTINUO CON PROVA
SISMICA IN FORO "DOWN-HOLE"
ESEGUITO DALLA DITTA ISOGEA (i)
(MAR-APR 2005)



CAROTAGGIO CONTINUO ESEGUITO
DALLA DITTA SO.GEO (s) CON PROVA
SISMICA IN FORO "DOWN-HOLE"
ESEGUITO DALLA DITTA G.G.I. -
INTEGRAZIONE P.U.C. (MAGGIO 2010)



CAROTAGGIO CONTINUO (D1) CON
PROVA SISMICA IN FORO "DOWN-HOLE"
-ESEGUITO DALLA DITTA G.G.I. S.A.S.-
PRIVATO (SETTEMBRE 2009) INDICATA
CON LA SIGLA S4



PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
PESANTE DPSH ESEGUITA DALLA
DITTA SO.GEO S.R.L. PER
INTEGRAZIONE PUC (MAGGIO 2010)



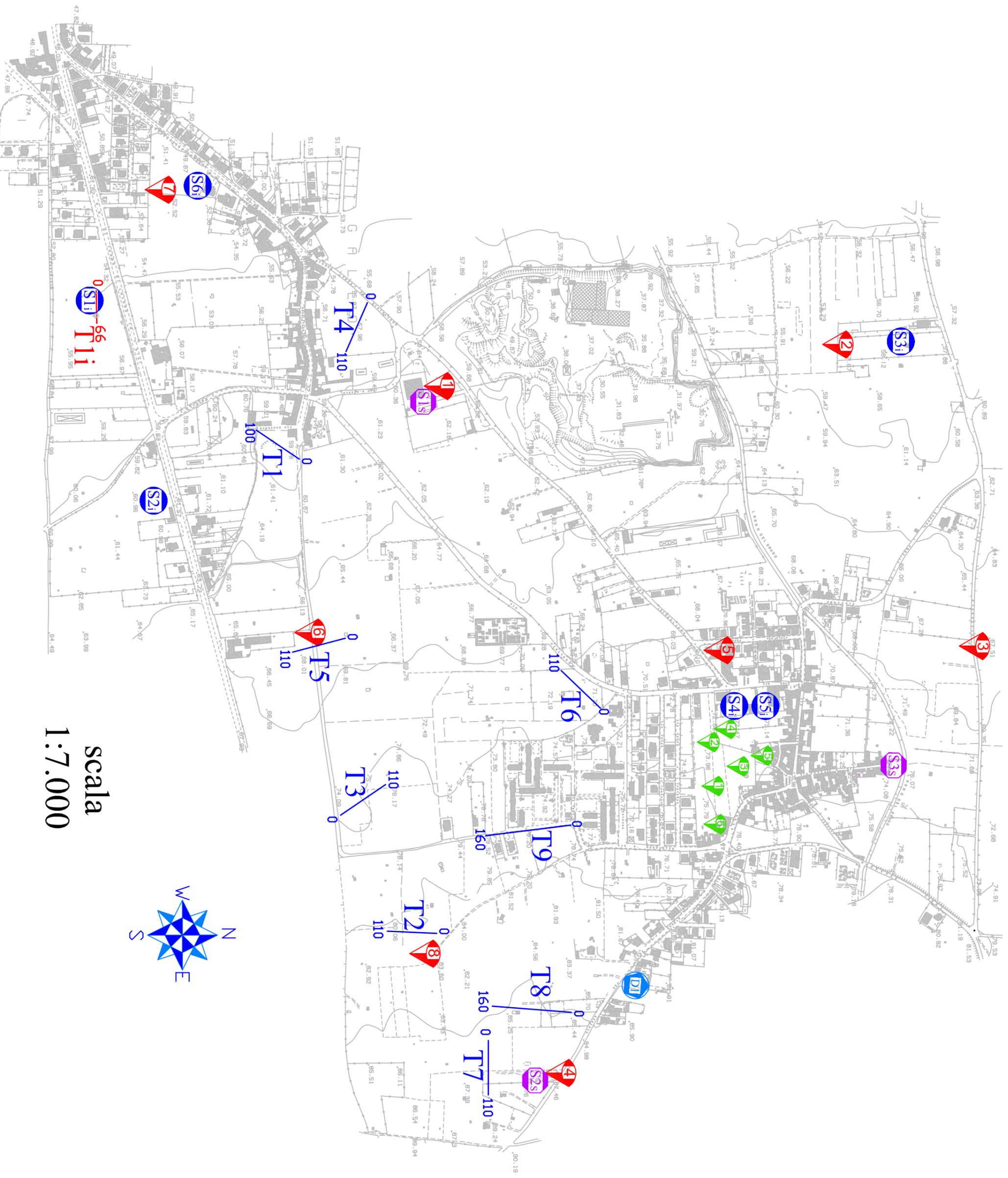
PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
LEGGERA DPM ESEGUITA DALLA
DITTA IGEO S.A.S. IN AREA FR/A
(NOVEMBRE 2005)



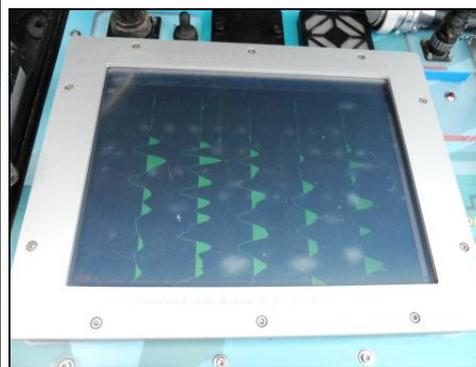
TOMOGRAFIA GEOELETTRICA ESEGUITA
ALLA DITTA G.G.I. - INTEGRAZIONE PUC
(MAGGIO 2010)



TOMOGRAFIA GEOELETTRICA ESEGUITA
ALLA DITTA ISOGEA - P.I.P. (MAR 2005)



scala
1:7.000



Comune di Comiziano (NA) – Via Prov. per Risigliano – Palestra comunale/Campo calcio
Indagini geognostiche a carotaggio continuo - ditta "So.Geo" – di S. Maria C.V. (CE)
S1 (40°56'47.92"N 14°32'33.61"E) - Data: 19 maggio 2010
- Prova sismica in foro "Down-hole"DH1 – ditta "G.G.I srl" – di Casagiove C.V. (CE)- 31 maggio 2010



Comune di Comiziano (NA) – **Contrada Cesina**

Indagini geognostiche a carotaggio continuo - ditta "So.Geo" – di S. Maria C.V. (CE)

S2 (Coordinate 40°56'56.08"N 14°33'32.47"E) - Data: 24 maggio 2010

- Prova sismica in foro "Down-hole"DH2 – ditta "G.G.I srl" – di Casagiove (CE)- 31 maggio 2010



Comune di Comiziano (NA) – **Via Capocasale**

Indagini geognostiche a carotaggio continuo - ditta "So.Geo srl" – di S. Maria C.V. (CE)

S3 (Coordinate 40°57'18.56"N 14°33'05.18"E) - Data: 27 maggio 2010

- Prova sismica in foro "Down-hole" DH3 – ditta "G.G.I srl" – di Casagiove (CE)- 31 maggio 2010

SONDAGGIO S1 CAROTAGGIO CONTINUO- DITTA "ISOGEA SRL" DI PORTICI (NA)

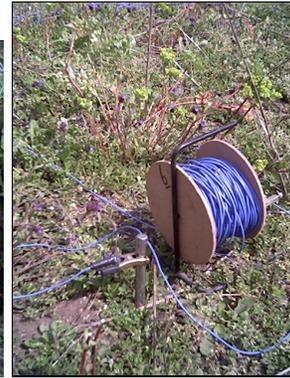
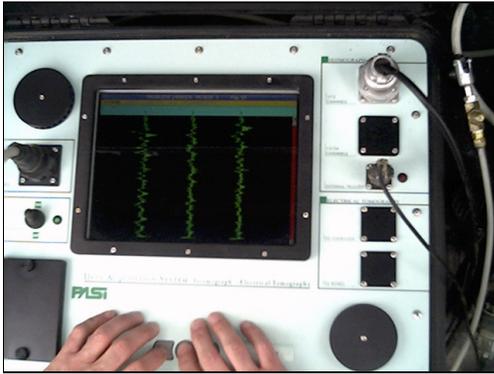
LOCALITA': AREA P.I.P. - Coordinate: 40°56'25.28"N 14°32'25.69"E

DATA: 18 MARZO 2005



SONDAGGIO S2 CAROTTAGGIO CONTINUO- DITTA "ISOGEA SRL" DI PORTICI (NA)
LOCALITA' s.s. 7 bis Di fronte al civico n. 69" - Coordinate: 40°56'31.55"N 14°32'53.41"E
DATA: 21 MARZO 2005

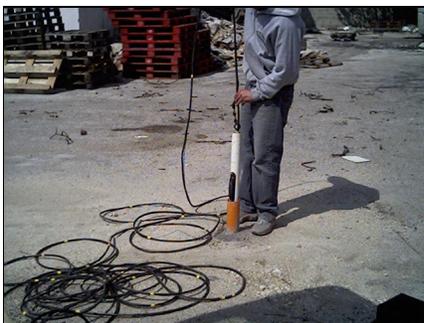




COMUNE DI COMIZIANO - AREA P.I.P. – PROVE SISMICHE DOWN-HOLE DH1 E D2
PROSPEZIONE GEOELETTRICA – T-ISOGEA-1 – Marzo 2005



Comune di Comiziano (NA) – **Area D3**- Indagini geognostiche a carotaggio continuo
S3 (Coordinate 40°57'18.94"N 14°32'28.13"E) Data: 22 marzo 2005
- Prova sismica in foro “Down-hole”DH3 – ditta “Isogea” – di Portici (NA)
Data: 31marzo 2005



Comune di Comiziano (NA) – **Area FR/a**- Indagini geognostiche a carotaggio continuo
S4 (Coordinate 40°57'08.15"N 14°33'00.15"E) – 23 marzo 2005
S5 (Coordinate – 40°57'10.34"N 14°33'0.41"E) – 24 marzo 2005
- Prove sismiche in foro “Down-hole”DH4 e DH5 – ditta “Isogea” – di Portici (NA)
marzo-aprile 2005



Comune di Comiziano (NA) – Area FR/b- Indagini geognostiche a carotaggio continuo
S6 (Coordinate 40°56'33.02"N 14°32'15.22"E) Data: 25 marzo 2005
- Prova sismica in foro “Down-hole”DH6 – ditta “Isogea” – di Portici (NA)
Data: 31marzo 2005



N. 1 – Palestra comunale(Via provinciale)



N. 2 - Via Cinquovie (area D3)



N. 3 – Via Spennata



N. 4 – Contrada Cesina



N. 5 – Scuola Materna-Piazza Municipio



N.6 – Via Regio Abolito



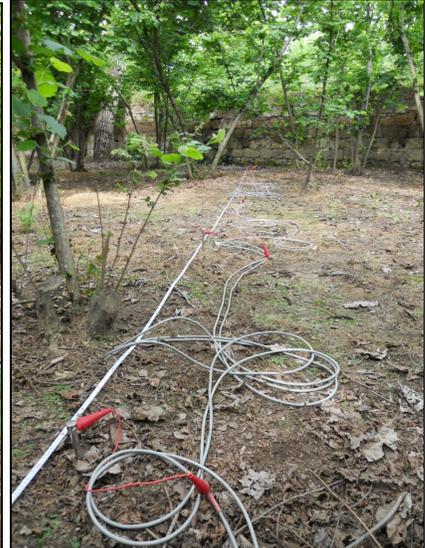
N. 7 –Gallo -Piazza A. Crispo



N. 8 – Masseria Monacello



Comune di Comiziano (NA) – Piano Particolareggiato FR/a –
Prove penetrometriche dinamiche leggere DPM – Penetrometro Pagani DL030
ditta esecutrice: “I.GEO s.a.s.” di D’Onofrio G.” – di Pastorano (CE)
2 Novembre 2005



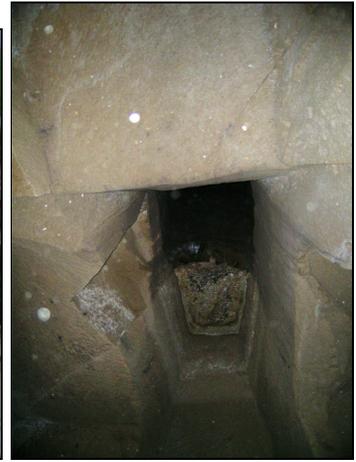
Comune di Comiziano (NA) - ditta "G.G.I s.a.s." di Casagiove (CE)-
Esecuzione di n. 9 - Tomografie Geoelettriche – maggio-giugno 2010



Comune di Comiziano (NA) - ditta "G.G.I s.a.s." di Casagiove (CE)-
Esecuzione di n. 9 - Tomografie Goelettriche – maggio-giugno 2010



Comune di Comiziano (NA) -
Rilevamento di aree cavate, cavità e cantine



Comune di Comiziano (NA) -
Rilevamento di aree cavate, cavità e cantine