



**COMUNE DI FANO**  
**PROVINCIA DI PESARO E URBINO**

**PIANO ATTUATIVO DEL COMPARTO ST3 P24**  
**"COMPARTO RESIDENZIALE**  
**DI RICUCITURA URBANA VIALE PICENO".**

**RELAZIONE GEOLOGICA**

**COMMITTENTE:**  
**PUCCI GIOVANNI**  
**BLASI CLAUDIA**  
**BELFIORI MARIA**



**Dott. Geol. CENCIONI CARLO**  
**Via Il Strada, 6/A – 61032 Fano (PU)**

## INDICE

<b>1. PREMESSA.....</b>	<b>3</b>
<b>1.1 INTRODUZIONE .....</b>	<b>4</b>
<b>1.2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>5</b>
<b>2. GEOLOGIA – GEOMORFOLOGIA .....</b>	<b>7</b>
<b>3. IDROGEOLOGIA.....</b>	<b>8</b>
<b>4. STABILITÀ GENERALE DELL'AREA.....</b>	<b>8</b>
<b>4.1 VERIFICA PAI (AUTORITÀ DI BACINO REGIONALE).....</b>	<b>8</b>
<b>5. STRATIGRAFIA .....</b>	<b>9</b>
<b>5.1 VULNERABILITÀ IDROGEOLOGICA.....</b>	<b>10</b>
<b>6. CARATTERISTICHE GEOMECCANICHE DEI TERRENI DI FONDAZIONE .....</b>	<b>13</b>
<b>7. SISMICITÀ.....</b>	<b>14</b>
<b>7.1 ZONE SISMICHE .....</b>	<b>14</b>
<b>7.2 AZIONE SISMICA.....</b>	<b>16</b>
<b>8. CATEGORIE DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE.....</b>	<b>17</b>
<b>9. RISULTATI DELL'INDAGINE ESEGUITA .....</b>	<b>19</b>
<b>10. LIQUEFAZIONE .....</b>	<b>26</b>
<b>11. CRITERI GENERALI D'INTERVENTO .....</b>	<b>28</b>
<b>11.1 STRADE E PIAZZALI .....</b>	<b>28</b>
<b>11.3 DRENAGGI – REGIMAZIONE DELLE ACQUE .....</b>	<b>28</b>
<b>12 FONDAZIONI.....</b>	<b>29</b>
<b>13. CONCLUSIONI.....</b>	<b>29</b>
<b>ALLEGATI.....</b>	<b>31</b>

## **1. PREMESSA**

La presente relazione geologico tecnica è stata realizzata su incarico dei sig.ri PUCCI GIOVANNI, BLASI CLAUDIA, BELFIORI MARIA con lo scopo di verificare la situazione litologico-stratigrafica ed al fine di individuare le caratteristiche geomeccaniche e sismiche dei terreni di fondazione presenti nel comparto ST3\_P24 che si affaccia su Viale Piceno all'altezza del cavalcaferrovia.

Il progetto prevede la realizzazione di due fabbricati, di cui uno a destinazione residenziale ed uno a destinazione commerciale, a due piani fuori terra più interrato.

Per l'esatta definizione delle tipologie di fondazione più idonee, nonché per la determinazione dei relativi carichi ammissibili, si rimanda agli studi geologici di dettaglio per la costruzione di ciascun edificio ai sensi del D.M.14/1/2008.

Per la definizione della categoria di sottosuolo il giorno 12/07/2010 è stata eseguita una prova sismica per rilevare i valori della velocità equivalente  $V_{s30}$  di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30 metri di profondità.

Per la caratterizzazione geognostica si utilizzano invece i dati raccolti mediante una campagna geognostica composta da due prove penetrometriche dinamiche effettuate tramite PENETROMETRO DINAMICO SEMOVENTE tipo TG 63-100 ISM.C PAGANI spinte a profondità massima pari ad 8 mt dall'attuale piano campagna.

I dati rilevati sono stati integrati con i dati bibliografici disponibile (Carta Geologica d'Italia)

Le ubicazioni delle indagini eseguite sono riportate nell'allegata planimetria.

Verranno di seguito riportate le caratteristiche geomeccaniche e di risposta sismica dei terreni di fondazione ricostruite in base ai risultati della campagna geognostica e delle prove sismiche eseguite.

## 1.1 INTRODUZIONE

Con l'entrata in vigore delle Nuove Norme Tecniche D.M.I. 14.01.2008 la progettazione geologica e geotecnica in zona sismica deve essenzialmente svilupparsi secondo i seguenti principi generali esposti nel cap. 6 delle N.T.C.

1. Caratterizzazione e modellazione geologica del sito. Il livello di indagine specifico è in funzione del tipo di opera da eseguire, della complessità geologica.
2. Chiara definizione delle caratteristiche sismiche, stabilendo i rapporti esistenti fra il substrato rigido e le coperture costituite da uno o diversi orizzonti sciolti.
3. Scelta del tipo d'intervento e programmazione delle indagini geotecniche.
4. Caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni e definizione dei modelli geotecnici di sottosuolo.
5. Verifica della sicurezza.
6. Piani di controllo e monitoraggio.

Gli studi geologici e la caratterizzazione geotecnica devono essere estesi a tutta la zona di possibile influenza degli interventi previsti, al fine di accertare destinazioni d'uso compatibili con il territorio in esame. Le indagini geotecniche devono tenere conto della profondità, dell'ampiezza e della destinazione. In particolare le indagini e gli studi devono caratterizzare la zona in termini di pericolosità geologica intrinseca, per processi geodinamici interni (sismicità) ed esterni (stabilità dei pendii, erosione) e devono consentire di individuare eventuali limiti imposti al progetto.

L'indagine si è avvalsa di:

1. un rilievo geologico e geomorfologico diretto di campagna;
2. analisi litologica;
3. n. 2 prove penetrometriche dinamiche;
4. una prova masw

Scopo dell'indagine è quello di:

- ricostruire la stratigrafia dell'area d'intervento
- determinare le caratteristiche geomeccaniche dei terreni investigati
- individuare le caratteristiche geologiche e geomorfologiche dell'area

- indicare la fattibilità dell'intervento dal punto di vista geologico.
- fornire delle indicazioni e criteri generali per il l'intervento proposto ai sensi del D.M. 14.01.2008.
- verificare la stabilità globale dell'area.
- Individuazione delle categorie di sottosuolo come dettato dal D.M. 14/01/2008 per la definizione dell'effetto della risposta sismica locale (VS 30).

## **1.2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

- Decreto Ministeriale 14.01.2008
- Testo Unitario - Norme Tecniche per le Costruzioni
- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici
- Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008. Circolare 2 febbraio 2009.
- Pericolosità sismica e Criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale.
- Allegato al voto n. 36 del 27.07.2007
- Eurocodice 8 (1998)
- Indicazioni progettuali per la resistenza fisica delle strutture
- Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici (stesura finale 2003)
- Eurocodice 7.1 (1997)
- Progettazione geotecnica – Parte I : Regole Generali - UNI
- Eurocodice 7.2 (2002)
- Progettazione geotecnica – Parte II: Progettazione assistita da prove di laboratorio (2002). UNI
- Eurocodice 7.3 (2002)
- Progettazione geotecnica – Parte II : Progettazione assistita con prove in sito(2002). UNI
- A.G.I. 1977

- «Raccomandazioni sulle programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche.»
- D.C.R. n.116, del 21/01/2004
- «Piano Stralcio di Bacino per l'assetto idrogeologico dei bacini di rilievo regionale (PAI)».
- Circolare del Ministro dei LL.PP. n. 30483 del 24/9/1988
- «Istruzioni riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.»
- Circolare 9 gennaio 1996 n. 218/24/3
- Legge 2 febbraio 1974, n. 64.
- Normative Tecniche per le costruzioni D.M 14.09.05 e successive modifiche - O.P.C.M. 20 marzo 2003 n. 3274
- Eurocodice 8 - Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici

## **2. GEOLOGIA – GEOMORFOLOGIA**

L'area in oggetto è ubicata nel comune di FANO e si affaccia su viale Piceno, più precisamente in corrispondenza del cavalcaferrovia ed è ad un quota di circa 3 metri sul livello del mare (vedi Corografia allegata).

La zona di studio è semi pianeggiante con quote massime dell'ordine dei 10 m. s.l.m. ed è compresa nel F. 269 Sez. III della Carta Topografica d'Italia (Fano) SERIE 25 EDIZIONE 1 I.G.M.

Geologicamente l'area si trova sulle alluvioni terrazzate deposte dal F. Metauro, più precisamente si trova all'interno del IV ordine delle alluvioni; dal punto di vista litologico tali terreni sono costituiti da alluvioni ghiaiose, parzialmente sabbiose con intercalazioni di argille limoso sabbiose, nell'area in esame il deposito ghiaioso ha una notevole potenza. (superiore ai 25-30 metri)

Tali depositi poggiano su un substrato di età pliocenica composto da argille marmose azzurre, siltoso-sabbiose.

Dal punto di vista strutturale i dati bibliografici disponibili (F. 110 della Carta Geologica d'Italia) non evidenziano lineazioni di rilievo.

In fase di campagna geognostica è stato intercettato il livello statico della falda ad una quota di circa 4 mt. di profondità.

Date le caratteristiche dell'area, piana alluvionale di notevole estensione, caratterizzata dalla presenza di terreni incoerenti e con pendenze molto ridotte, si escludono problemi legati alla stabilità dei terreni di fondazione.

Tale conclusione scaturisce anche dall'osservazione dei manufatti limitrofi al lotto in esame nei quali non si sono osservate lesioni imputabili ad un cedimento dei terreni di fondazione.

Nelle immediate vicinanze dell'area di intervento non sono presenti corsi d'acqua che possano determinare problemi legati ad eventuali esondazioni; il lotto si trova infatti in sponda sinistra del F. Metauro ad una distanza dal letto di circa 1.500 metri. quindi si ritengono poco elevate le probabilità di esondazione del corso d'acqua nell'area in oggetto.

### **3. IDROGEOLOGIA**

In sede di campagna geognostica è stato intercettato il livello statico della falda, ad una quota di circa 3,6 – 4 mt di profondità dall'attuale piano campagna.

Poiché l'area in esame si trova all'interno di un territorio intensamente urbanizzato si può escludere che vi sia un importante influsso meteorico diretto sul livello della falda, si ritiene invece predominante l'effetto di drenaggio che interessa il sottostante materasso alluvionale caratterizzato da litotipi prevalentemente incoerenti con buoni coefficienti di permeabilità.

### **4. STABILITÀ GENERALE DELL'AREA**

L'area si può ritenere stabile viste le caratteristiche geomeccaniche dei terreni interessati dall'area d'intervento e la mancanza, allo stato attuale, di segni d'instabilità.

Dai rilievi effettuati in loco, confermati anche dalla consultazione dell'aerofotogrammetria, risulta evidente che la distanza tra l'alveo del Fiume Metauro e l'area di interesse è tale da escludere eventuali problemi dovuti ad un'esondazione del corso d'acqua.

Il quadro sopradescritto, è confermato anche dalle carte geologiche e dal P.A.I. di cui si allegano una copia in appendice.

#### **4.1 VERIFICA PAI (AUTORITÀ DI BACINO REGIONALE)**

L'estratto del Piano di Assetto Idrogeologico dell'Autorità di Bacino Regionale, riportato in allegato, evidenzia che l'area interessata dall'intervento non rientra in zone di pericolosità e rischio idraulico né in zone in dissesto (vedi stralcio PAI allegato).



## **5. STRATIGRAFIA**

La regolare realizzazione delle due penetrometrie dinamiche, il loro confronto con i dati bibliografici relativi all'area di interesse e con la prova sismica eseguita, hanno consentito di individuare con buona precisione la situazione dei terreni sottostanti le strutture realizzate. La realizzazione delle indagini sopra descritte ha permesso la individuazione delle seguenti situazioni stratigrafiche:

### **PENETROMETRIA P1**

- Da 0,0 a 2,2 mt.** Cappellaccio vegetale soprastante terreno di natura principalmente coesiva costituito da limi parzialmente sabbiosi poco addensati
- Da 2,2 a 8,0 mt.** Terreno ghiaioso – sabbioso mediamente addensato con tracce di umidità naturale.

### **PENETROMETRIA P2**

- Da 0,0 a 2,0 mt.** Cappellaccio vegetale soprastante terreno di natura principalmente coesiva costituito da limi parzialmente sabbiosi poco addensati
- Da 2,0 a 4,6 mt.** Terreno di natura principalmente coesiva costituito da limi parzialmente sabbiosi poco addensati e con scarse caratteristiche di resistenza
- Da 4,6 a 6,8 mt.** Terreno ghiaioso – sabbioso mediamente addensato con tracce di umidità naturale
- Da 6,8 a 7,4 mt.** Terreno di natura principalmente coesiva costituito da limi parzialmente sabbiosi poco addensati e con scarse caratteristiche di resistenza
- Da 7,4 a 8,0 mt.** Terreno ghiaioso – sabbioso mediamente addensato con tracce di umidità naturale.

## 5.1 VULNERABILITÀ IDROGEOLOGICA

In funzione della permeabilità dei terreni sono state determinate diverse classi di vulnerabilità intrinseca degli acquiferi all'inquinamento "vulnerabilità intrinseca della falda":

### Classe di vulnerabilità 1 Estremamente elevata (EE)

Sistemi acquiferi liberi in alluvioni da grossolane a medie, od in materiali fortemente alterati e/o risedimentati, privi di efficace protezione in superficie e, talora, soggiacenti ad agglomerati di centri di pericolo (urbanizzato).

Pozzi e campi-pozzi, che deprimono fortemente la piezometrica al di sotto del livello della rete idrografica e/o il livello del mare, creano le condizioni di una ingestione rapida di inquinanti e di insalinamento progressivo per intrusione di acque marine.

### Classe di vulnerabilità 2 Estremamente elevata => Elevata (EE=> E)

Sistemi acquiferi liberi in complessi ghiaioso-sabbiosi, talvolta debolmente cementati, dotati di elevata permeabilità, con scarsa copertura di suolo attivo.

Le condizioni di soggiacenza (spesso scarsa), la discreta connessione con la rete idrografica esaltata dalle depressioni indotte in pozzi e campi-pozzi creano le condizioni di elevato potenziale di inquinamento in aree ove sovente si forma la risorsa idrica sotterranea.

### Classe di vulnerabilità 3 Elevata => Alta (E=> A)

Sistemi acquiferi liberi in rocce prevalentemente carbonatiche e solfatiche fessurate e più o meno carsificate, con soggiacenza notevole, forti acclività superficiali, scarsa copertura, in posizione plano-altimetrica tale da non essere in contatto con la rete idrografica principale.

Le problematiche più importanti si collocano in corrispondenza degli affioramenti maggiori che costituiscono l'area di alimentazione di varie sorgenti utilizzate localmente talora termalizzate.

#### Classe di vulnerabilità 4 Alta (A)

Sistemi acquiferi liberi, semiconfinati o confinati, generalmente caratterizzati da notevole anisotropia ed eterogeneità, protetti in superficie da una copertura scarsamente permeabile, a tratti impermeabile.

I sistemi acquiferi in questione possono essere i medesimi che albergano nelle alluvioni e nei complessi ghiaiosi (Classe 1, Classe 2).

#### Classe di vulnerabilità 5 Alta => Media (A=> M)

Sistemi acquiferi liberi in rocce cristalline fratturate, con scarsa protezione di suolo e di insaturo, elevata capacità di ingestione, media capacità di flusso.

La vulnerabilità di questi acquiferi varia, anche notevolmente, a seconda dello stato di fratturazione e di alterazione: è più elevata nelle vulcaniti, in particolare nei basalti, a causa del clivaggio e della scarsa alterabilità.

#### Classe di vulnerabilità 6 Media (M)

Sistemi acquiferi in complessi a granulometria media o medio-bassa, più o meno compattati o debolmente cementati, generalmente in posizione dominante rispetto alla rete idrografica, sovente poggiati su confinanti impermeabili.

Le aree di affioramento di questi complessi costituiscono sovente piccole unità prive di continuità con gli acquiferi maggiori.

La vulnerabilità è condizionata dai suoli di copertura e dall'azione filtrante dell'insaturo, oltretutto dalla non elevata permeabilità.

Le sabbie dunali rappresentano un elemento di protezione, sebbene molto fragile, dei sottostanti acquiferi in alluvioni. Tale protezione è, però, insufficiente nel caso di centri di pericolo puntuali (p.e. insediamenti turistici stagionali e/o temporanei).

#### Classe di vulnerabilità 7 Media => Bassa (M=> B)

Sistemi acquiferi in arenarie e complessi conglomeratico-arenacei, caratterizzati da vulnerabilità variabile da media a bassa a seconda dello stato di fratturazione e della percentuale di materiali marnosi presenti.

In genere, questi complessi non sono molto produttivi a parità di alimentazione ma possono dare risposte di accumulo di inquinanti quando si trovano nel sottosuolo di agglomerati di centri di pericolo, o vengono impegnati da scarichi industriali e discariche.

#### Classe di vulnerabilità 8 Bassa =>Estremamente bassa (B=> BB)

Complessi flyschoidi argillo-marnosi e marnoso-arenacei, complessi epimetamorfici, con propagazione degli inquinanti scarsa anche se variabile da membro a membro.

In questi complessi, gli inquinanti idroportati possono essere veicolati e accumulati in sacche e strati dotati di maggiore permeabilità.

Pertanto, gli insediamenti pericolosi di qualunque tipo necessitano di approfondimenti idrogeologici caso per caso.

#### Classe di vulnerabilità 9 Estremamente bassa (BB)

Argilloscisti, argille varicolori, argille più o meno sovraconsolidate e sabbiose, marne, gli inquinanti sversati, in funzione dell'acclività della superficie topografica, ristagnano o raggiungono direttamente le acque superficiali che li spostano e li distribuiscono in funzione della complessità del reticolo drenante.

Considerata la sua predominante componente ghiaiosa e sabbiosa, l'area oggetto d'intervento risulta rientrare nella classe di vulnerabilità 4. L'attribuzione puntuale della classe è suscettibile di modifiche in relazione a studi di dettaglio ed a maggiori approfondimenti di carattere idrogeologico.

## 6. CARATTERISTICHE GEOMECCANICHE DEI TERRENI DI FONDAZIONE

In base alle prove eseguite è stato possibile ricostruire le seguenti caratteristiche geomeccaniche dei terreni, si ricorda che i parametri geotecnici sotto riportati sono leggermente inferiori a quelli evidenziati dalle prove per tener conto di eventuali situazioni locali non rappresentative di tutti i terreni di fondazione su cui insisteranno i fabbricati.

### CARATTERISTICHE GEOMECCANICHE DEI TERRENI COESIVI COSTITUITI DA LIMI PARZIALMENTE SABBIOSI POCO ADDENSATI

$\gamma_{\text{sat}}$	(peso di volume saturo)	1,8 / 1,9 t/m <sup>3</sup>
Cu	(coesione non drenata)	1,5 / 2,0 t/m <sup>2</sup>
$\varphi$	(angolo d'attrito)	0°
Ed	(modulo edometrico)	300/350 t/m <sup>2</sup>

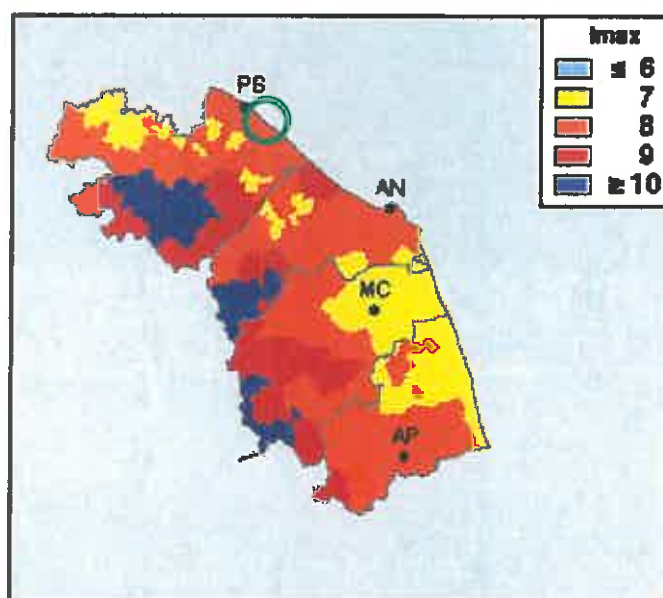
### CARATTERISTICHE GEOMECCANICHE DEL TERRENO SABBIOSO-GHIAIOSO

$\gamma_{\text{sat}}$	(peso di volume saturo)	1,8 / 1,83 t/m <sup>3</sup>
$\varphi$	(angolo d'attrito)	25 / 30°
Ed	(modulo edometrico)	1500/2000 t/m <sup>2</sup>

## 7. SISMICITÀ

### 7.1 ZONE SISMICHE

Per la valutazione della sismicità storica dell'area e per una prima valutazione della sua pericolosità sismica, è stata utilizzata la banca dati del GNDT (Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti – cataloghi NT4.1.1 – DOM.4.1.) Come si può vedere dalla mappa allegata il sito in esame viene identificato come un'area a medio rischio sismico.



Area in esame ○

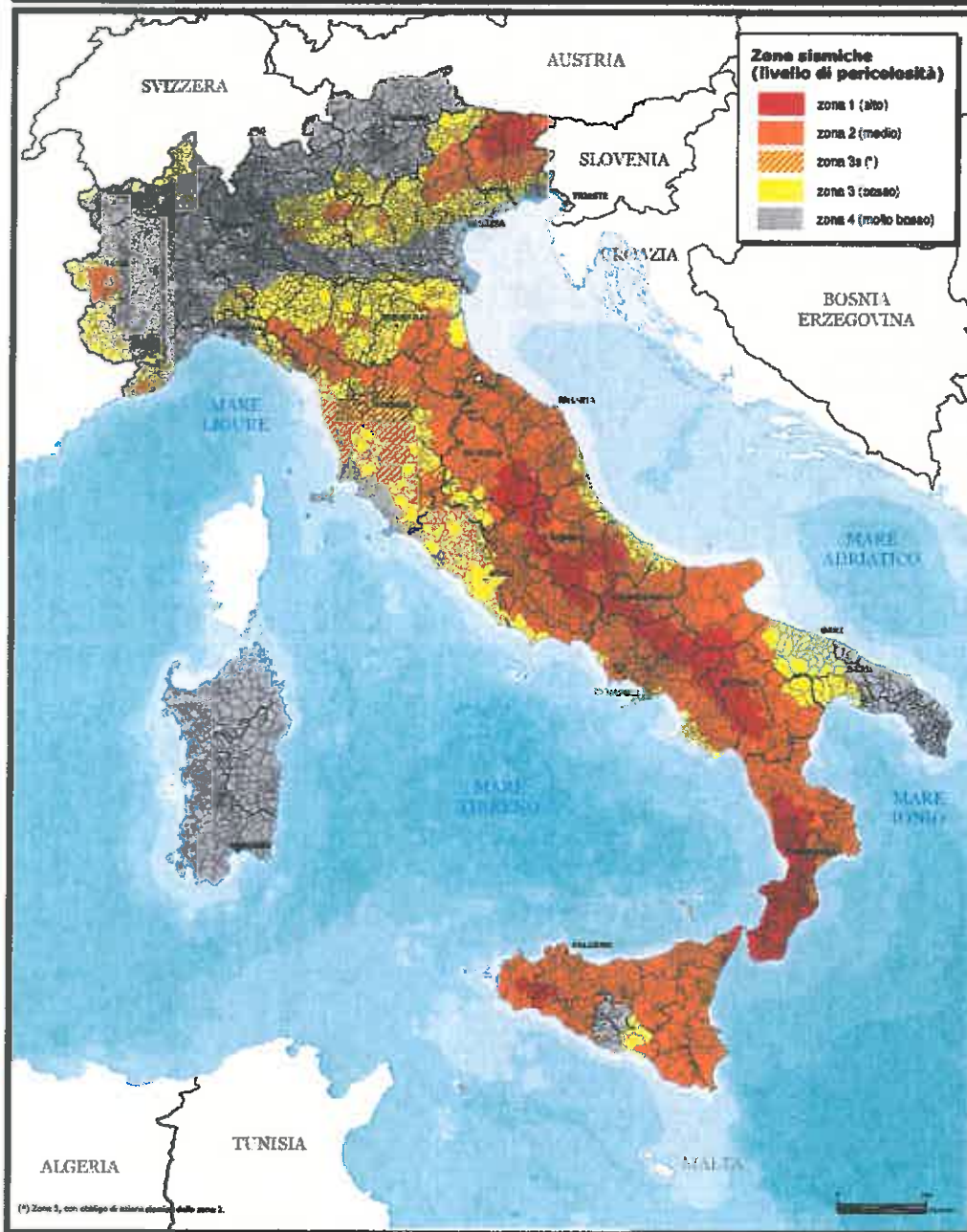
Con riferimento alla classificazione sismica nell'Ordinanza del Consiglio dei Ministri n. 3274/2003 e le norme tecniche vigenti, che disciplinano le costruzioni in zone sismiche, il territorio comunale di Fano, è classificato come zona 2 con livello di pericolosità sismico medio (Vedi figura nella pagina seguente).



Presidenza del Consiglio dei Ministri  
**Dipartimento della protezione civile**  
Ufficio prevenzione, valutazione e mitigazione del rischio sismico e attività ed opere post-emergenza

### Classificazione sismica al 2006

Recepimento da parte delle Regioni e delle Province autonome dell'Ordinanza PCM 20 marzo 2003, n. 3274.  
Atti di recepimento al 31 dicembre 2007. Abruzzo: DGR 29/3/03, n. 438. Basilicata: DCR 19/11/03, n. 751. Calabria: DGR 10/2/04, n. 47. Campania: DGR 7/11/02, n. 5447.  
Emilia Romagna: DGR 21/7/03, n. 2435. Friuli Venezia Giulia: DGR 1/8/03, n. 2325. Lazio: DGR 1/8/03, n. 766. Liguria: DGR 16/5/03, n. 533. Lombardia: DGR 7/11/03, n. 14964.  
Marche: DGR 29/7/03, n. 1908. Molise: LA 20/5/04, n. 13. Piemonte: DGR 17/11/03, n. 61/11017. Puglia: DGR 2/3/04, n. 153. Sardegna: DGR 30/3/04, n. 15/21.  
Sicilia: DGR 19/12/03, n. 408. Toscana: DGR 19/3/03, n. 604. Trentino Alto Adige: Bolzano, DGP 8/11/06, n. 4047. Tranto, DGP 23/10/03, n. 2813. Umbria: DGR 18/6/03, n. 852.  
Veneto: DCS 34/2/03, n. 57. Valle d'Aosta: DGR 30/1/03, n. 27.



**Dott. Geol. CENCIONI CARLO**  
Via II Strada, 6/A – 61032 Fano (PU)

## **7.2 AZIONE SISMICA**

Con l'entrata in vigore del D.M. 14 gennaio 2008, la stima della pericolosità sismica viene definita mediante un approccio "sito dipendente" e non più tramite un criterio "zona dipendente".

L'azione sismica di progetto in base alla quale valutare il rispetto dei diversi stati limite viene definita partendo dalla "pericolosità di base" del sito di costruzione, che è quindi l'elemento essenziale di conoscenza per la determinazione dell'azione sismica di progetto.

La "pericolosità di base" è descritta dalla probabilità che, in un fissato lasso di tempo ("periodo di riferimento" VR espresso in anni), in detto sito si verifichi un evento sismico di entità almeno pari ad un valore prefissato; la probabilità è denominata "Probabilità di eccedenza o di superamento nel periodo di riferimento" PVR.

La "pericolosità sismica di base" è definita in termini di:

- accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido (suolo di categoria C, v. Tab III), con superficie topografica orizzontale (categoria T1; v. Tab. 3.2.IV delle NTC 2008),
- ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR nel periodo di riferimento VR.,

Le nuove norme definiscono le forme spettrali, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

ag accelerazione orizzontale massima al sito;

Fo valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.

T\*C periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Le NTC 2008 stimano la pericolosità sismica di base su una griglia di 10.751 punti, per ognuno dei quali viene fornita la terna di valori  $a_g$ , Fo e T\*C per nove distinti periodi di ritorno TR.



## 8. CATEGORIE DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale, 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 di seguito indicate.

<b>Categoria</b>	<b>Descrizione</b>
<b>A</b>	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di <math>V_{s,30}</math> superiori a 800 m/s eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.</i>
<b>B</b>	<i>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 <math>V_{s,30}</math> compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero <math>NSPT_{,30} &gt; 50</math> nei terreni a grana grossa e <math>c_{u,30} &gt; 250</math> kPa nei terreni a grana fina).</i>
<b>C</b>	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di <math>V_{s,30}</math> compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero <math>15 &lt; NSPT_{,30} &lt; 50</math> nei terreni a grana grossa e <math>70 &lt; c_{u,30} &lt; 250</math> kPa nei terreni a grana fina).</i>
<b>D</b>	<i>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 <math>V_{s,30}</math> inferiori a 180 m/s (ovvero <math>NSPT_{,30} &lt; 15</math> nei terreni a grana grossa e <math>c_{u,30} &lt; 70</math> kPa nei terreni a grana fina).</i>
<b>E</b>	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con <math>V_s &gt; 800</math> m/s).</i>

Per sottosuoli appartenenti alle ulteriori categorie **S1** ed **S2** di seguito indicate, 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 sensibilità possa comportare fenomeni di collasso del terreno.

**Categorie aggiuntive di sottosuolo.**

<b>Categoria</b>	<b>Descrizione</b>
<b>S1</b>	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.
<b>S2</b>	Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo

**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:

<b>Categoria</b>	<b>Caratteristiche della superficie topografica</b>
<b>T1</b>	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
<b>T2</b>	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
<b>T3</b>	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
<b>T4</b>	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Le sopra esposte 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

## 9. RISULTATI DELL'INDAGINE ESEGUITA

In base alle risultanze della prova sismica eseguita, che si riportano in allegato, e delle condizioni topografiche dell'area, il sottosuolo può essere attribuito alla categoria "C" e la superficie topografica alla categoria "T1".

Utilizzando il foglio di lavoro distribuito dal "Consiglio superiore dei Lavori Pubblici" è possibile ricavare alcune informazioni aggiuntive a partire dalla vita nominale della costruzione  $V_n$  (in anni), dal coefficiente d'uso della costruzione  $C_u$  determinato in base alla classe d'uso, dal periodo di riferimento della costruzione  $V_r$  (in anni) e dai periodi di ritorno per la determinazione dell'azione sismica  $T_r$  (in anni) che sono così definiti:

*La vita nominale di un'opera strutturale  $V_N$  è intesa come il numero di anni nel quale l'opera, 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 Tab. 2.4.1 delle NTC-08 e deve essere precisata nei documenti di progetto.*

Tipi di costruzione		Vita Nominale $V_N$ (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva	$\leq 10$
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	$\geq 50$
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	$\geq 100$

### Classi d'uso (§ 2.4.2 NTC-08)

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:

<i>Classe I:</i>	Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
<i>Classe II:</i>	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 <i>Classe d'uso III</i> o in <i>Classe d'uso IV</i> , reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
<i>Classe III:</i>	Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in <i>Classe d'uso IV</i> . Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
<i>Classe IV:</i>	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.

### Vita di riferimento (§ 2.4.3 NTC-08)

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  $C_U$

$$V_r = V_n C_u \quad (\text{NTC-08 Eq. 2.4.1})$$

Il valore del coefficiente d'uso  $C_U$  è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato nella **Tab. 2.4.II** delle NTC-08.

**Tabella 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso  $C_U$**

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

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

Si definisce, infine, il periodo di ritorno per la determinazione dell'azione sismica  $T_r$  come segue:

### **Stati limite e relative probabilità di superamento (§ 3.2.1 NTC-08)**

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Gli stati limite di esercizio sono:

**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 rigidezza 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 rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza 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 probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$ , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella Tab. 3.2.I delle NTC-08.

**Tabella 3.2.I** – Probabilità di superamento  $P_{VR}$  al variare dello stato limite considerato

Stati Limite	$P_{VR}$ : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V_R$	
	Stati limite di esercizio	SLO
SLD		63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

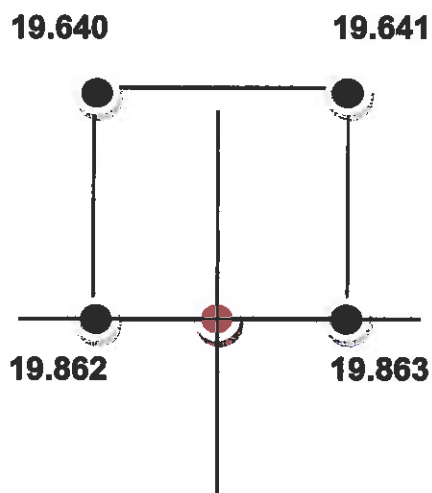
Qualora la protezione nei confronti degli stati limite di esercizio sia di prioritaria importanza, i valori di  $P_{VR}$  forniti in tabella devono essere ridotti in funzione del grado di protezione che si vuole raggiungere.

Utilizzando il sopra citato foglio di lavoro distribuito dal “Consiglio superiore dei Lavori Pubblici” nel quale il sito è stato identificato con le seguenti coordinate geografiche:

**LATITUDINE: 43,83570**

**LONGITUDINE: 13,03612**

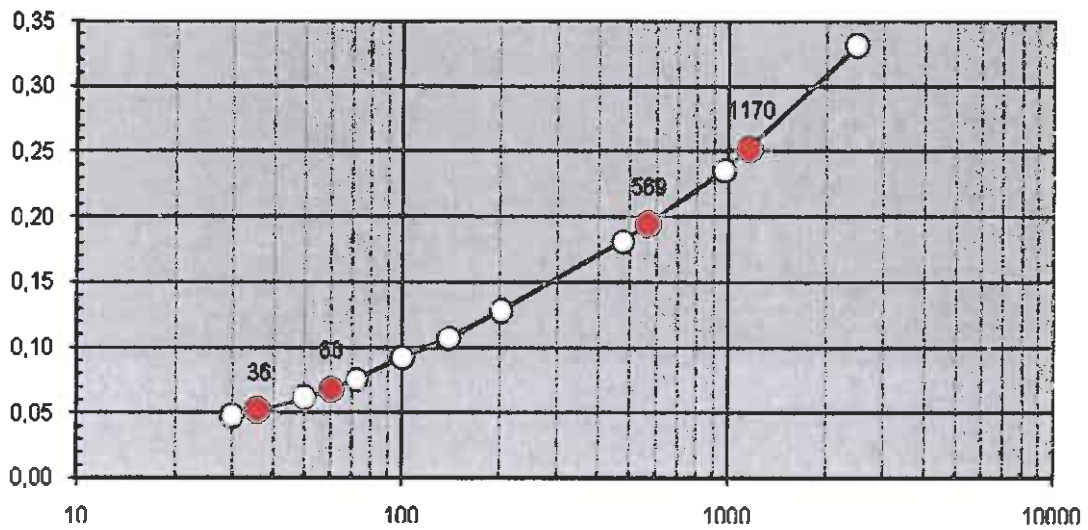
che identificano un punto all'interno del seguente reticolo delimitato dai nodi:



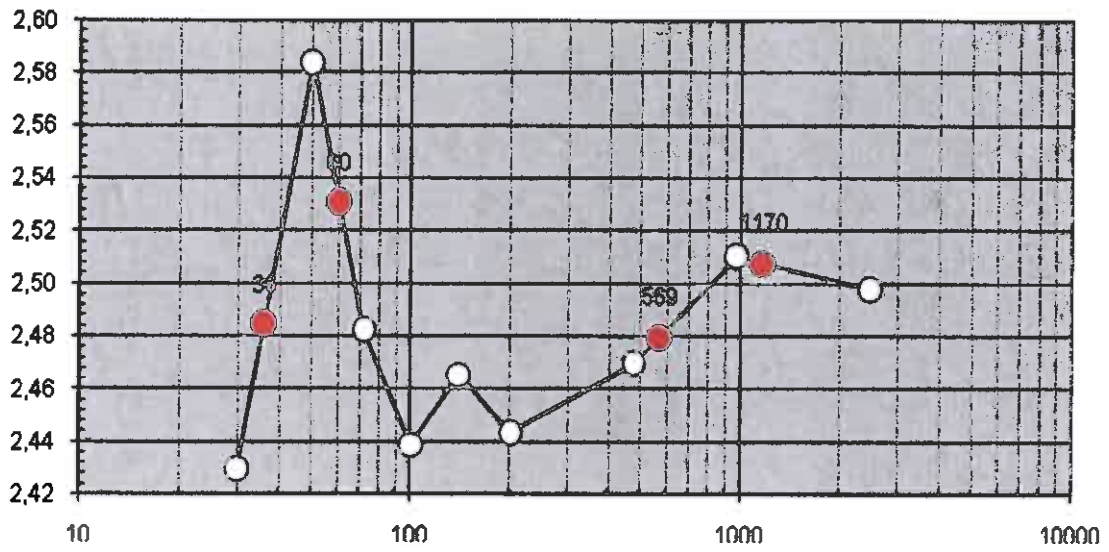
ed partire da un valore  $V_n = 60$  (si ricorda che  $V_n$  deve essere  $\geq 50$ ) ed una classe d'uso II è possibile ricavare i seguenti dati:

**Valori di progetto dei parametri  $a_g$ ,  $F_o$ ,  $T_C^*$  in funzione del periodo di ritorno  $T_R$**

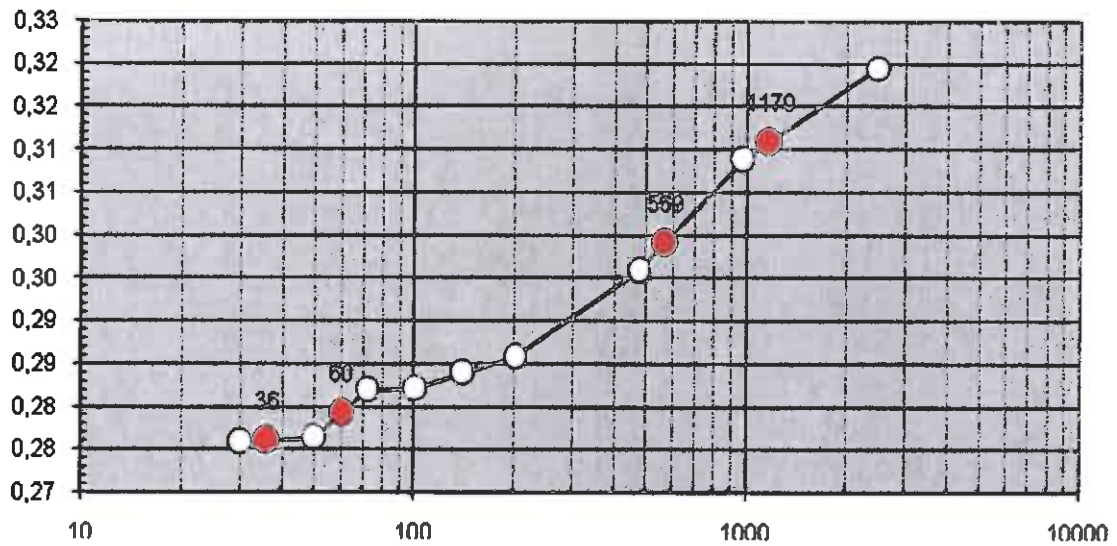
$a_g$  [g]



$F_o$  [-]



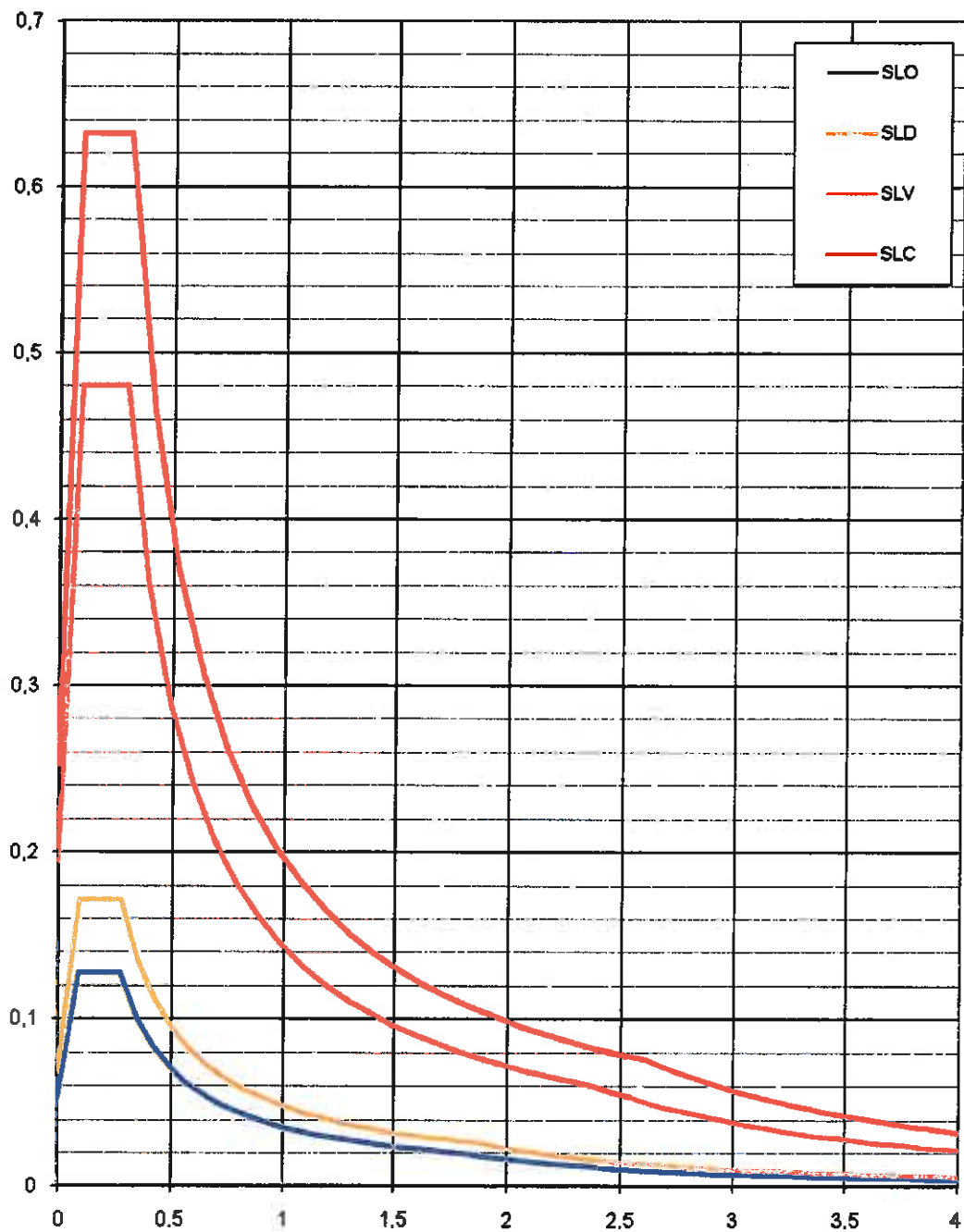
$T_c$  [s]





### Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite

$S_e$  [g]



**Valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_o$ ,  $T_c^*$  per i periodi di ritorno  $T_R$  associati a ciascuno SL**

<b>STATO LIMITE</b>	<b><math>T_R</math> [anni]</b>	<b><math>a_g</math> [g]</b>	<b><math>F_o</math> [-]</b>	<b><math>T_c^*</math> [s]</b>
<b>SLO</b>	36	0,051	2,484	0,276
<b>SLD</b>	60	0,068	2,531	0,279
<b>SLV</b>	569	0,194	2,480	0,299
<b>SLC</b>	1170	0,252	2,508	0,311

## **10. LIQUEFAZIONE**

L'analisi sul rischio di liquefazione viene condotta sulla base di quanto riportato nel paragrafo 7.11.3.4.2 del D.M. 14/01/2008.

La norma specifica che la verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

- a) eventi sismici attesi di magnitudo  $M$  inferiore a 5;
- b) accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g;
- c) profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
- d) depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata  $(N1)_{60} > 30$  oppure  $qc_{1N} > 180$  dove  $(N1)_{60}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e  $qc_{1N}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
- e) distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura 7.11.1 (a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c < 3,5$  ed in figura 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c > 3,5$ .

Trattandosi di terreni argilloso-limosi che ricoprono i depositi ghiaiosi-sabbiosi non si rientra né nel punto d) né nel punto e) per cui la verifica può essere omessa.

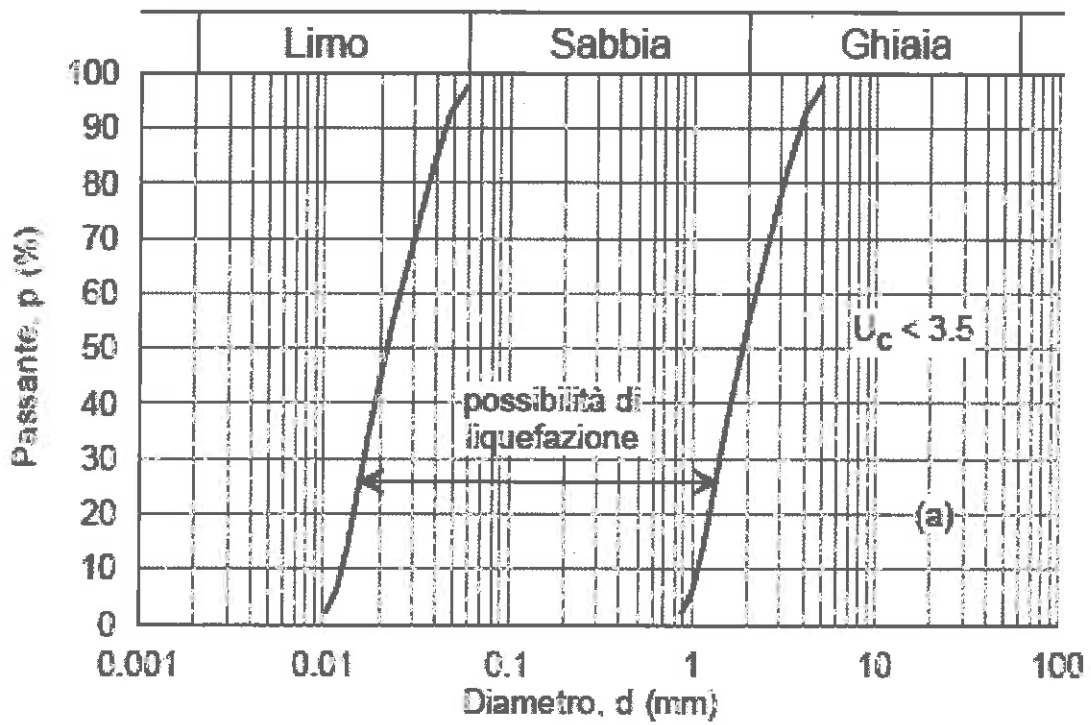


Figura 7.11.1 (a)

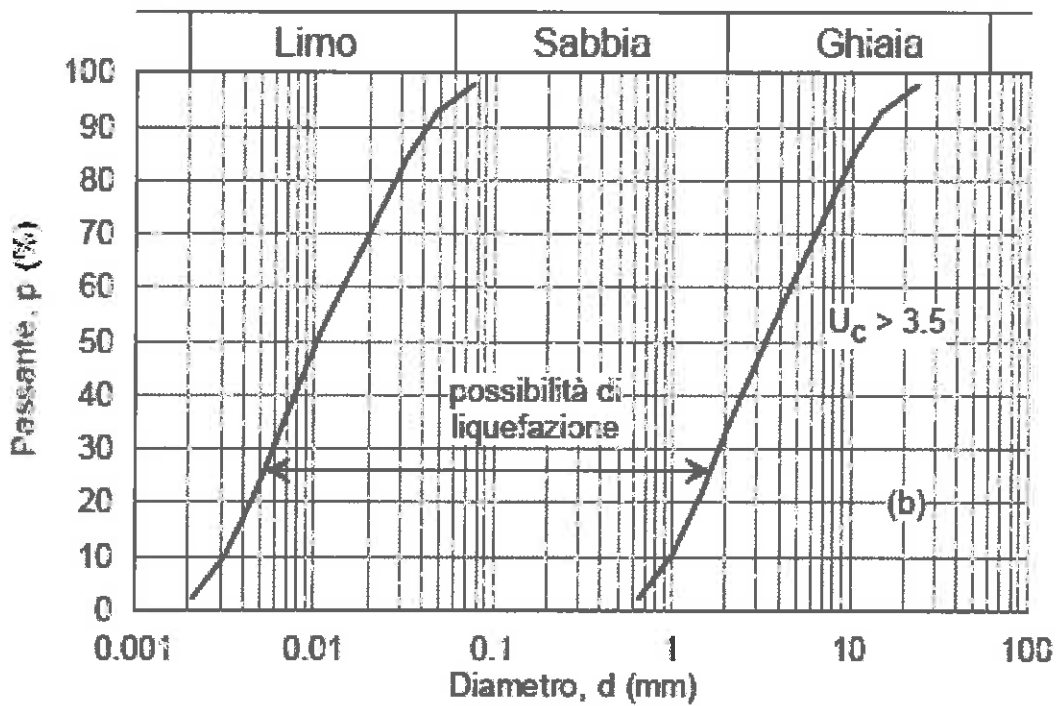


figura 7.11.1(b)

## **11. CRITERI GENERALI D'INTERVENTO**

### **11.1 STRADE E PIAZZALI**

Le strade di comparto, nonché i piazzali, dovranno essere realizzati con materiale appartenente alla classe A6 – A7 della classifica CNR-UNI 10006.

Per il materiale di sottofondo il modulo di compressibilità  $M\epsilon$  nell'intervallo di carico  $0,05+0,15$  N/mm<sup>2</sup> non dovrà essere inferiore a 20 N/mm<sup>2</sup>, mentre la densità relativa non dovrà essere inferiore al 95 % della densità AASHO Standard.

In caso ciò non fosse possibile sarà necessario procedere alla stabilizzazione con calce.

Il materiale dei rilevati dovrà appartenere alle classi A-1+A-3 della classifica CNR-UNI 10006.

In alternativa anche in questo caso si potranno utilizzare materiali argillosi stabilizzati con calce.

Il modulo di compressibilità  $M\epsilon$  nell'intervallo di carico  $0,15+0,25$  N/mm<sup>2</sup> non dovrà essere inferiore a 80 N/mm<sup>2</sup>.

Una volta rispettati questi parametri potranno essere stesi i successivi strati bituminosi di base, di collegamento e di usura.

### **11.3 DRENAGGI – REGIMAZIONE DELLE ACQUE**

A ridosso di tutti i muri di contenimento dovranno essere realizzati degli efficienti drenaggi per intercettare e smaltire le acque d'infiltrazione per evitare l'insorgere di sovrappressioni neutre.

L'intera area oggetto d'intervento dovrà essere dotata di un'efficiente sistema di raccolta e regimazione delle acque superficiali onde evitare che raggiungono i manufatti, e vadano ad interferire con i terreni fondali.

In relazione alla natura prevalentemente coesiva dei terreni affioranti dovranno essere regolamentate tutte le acque superficiali nell'intorno dei fabbricati.

Tutte le acque di raccolta non dovranno essere disperse nel terreno ma incanalate a valle con relativi pozzetti di controllo.

## **12 FONDAZIONI**

Per l'esatta definizione delle tipologie di fondazione più idonee, nonché per la determinazione dei relativi carichi ammissibili, si rimanda agli studi geologici di dettaglio per la costruzione di ciascun edificio ai sensi del D.M.14/1/2008.

La tipologia di fondazione sarà determinata sulla base delle opere da realizzare e quindi dei carichi applicati al terreno.

In questa fase, a livello indicativo e alla luce di quanto emerso dalle prime indagini geognostiche eseguite, si ritiene che per gli edifici in progetto si potranno utilizzare fondazioni superficiali quali travi rovesce poste a quote di almeno 3,5 metri di profondità dall'attuale piano campagna; la scelta definitiva delle opere fondanti sarà comunque da adottare a seguito degli studi geologici specifici di dettaglio e alla luce dei carichi applicati e dei cedimenti teorici stimati.

## **13. CONCLUSIONI**

Vista la morfologia del luogo, sulla base delle indagini eseguite e sui parametri geotecnici desunti, l'area si può considerare idonea alla realizzazione di tutte le opere previste nel comparto.

Si consiglia di realizzare un drenaggio alla base delle strutture interrato ed un'adeguata regimazione delle acque meteoriche al fine di allontanarle dalle fondazioni poiché le stesse si troveranno a contatto con terreni coesivi che in caso di infiltrazioni possono rigonfiarsi e diminuire, anche stabilmente, le proprie caratteristiche geotecniche di resistenza causando cedimenti imprevisti.

Si ricorda che i terreni su cui si andranno presumibilmente ad immorsare le fondazioni delle strutture sono costituiti da materiale di natura coesiva composto da argille e limi sabbiosi.

In relazione alla litologia dei terreni ed alla configurazione morfologica dell'area, sono stati definiti i valori dei parametri sismici allo Stato Limite di Esercizio (SLO-SLD) e allo Stato Limite Ultimo (SLV-SLC).

I terreni di fondazione ricadono in Categoria C mentre la categoria topografica è T1.

Si consiglia infine di provvedere ad un'accurata regimazione di tutte le acque meteoriche e dilavanti, predisponendo un'adeguata rete di scolo; anche le condotte defluenti ed affluenti alla struttura dovranno essere ispirate a principi di assoluta impermeabilità.

**FANO, Li 22/07/2010**

## **ALLEGATI**

- 1. COROGRAFIA**
  
- 2. CARTA GEOLOGICA**
  
- 3. PLANIMETRIA COMPARTO CON UBICAZIONE DELLE PROVE ESEGUITE**
  
- 4. REPORT DELLE PROVE PENETROMETRICHE**
  
- 5. INDAGINE SISMICA (MASW)**
  
- 6. STRALCIO P.A.I. REGIONALE**

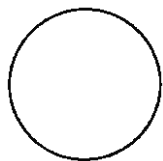
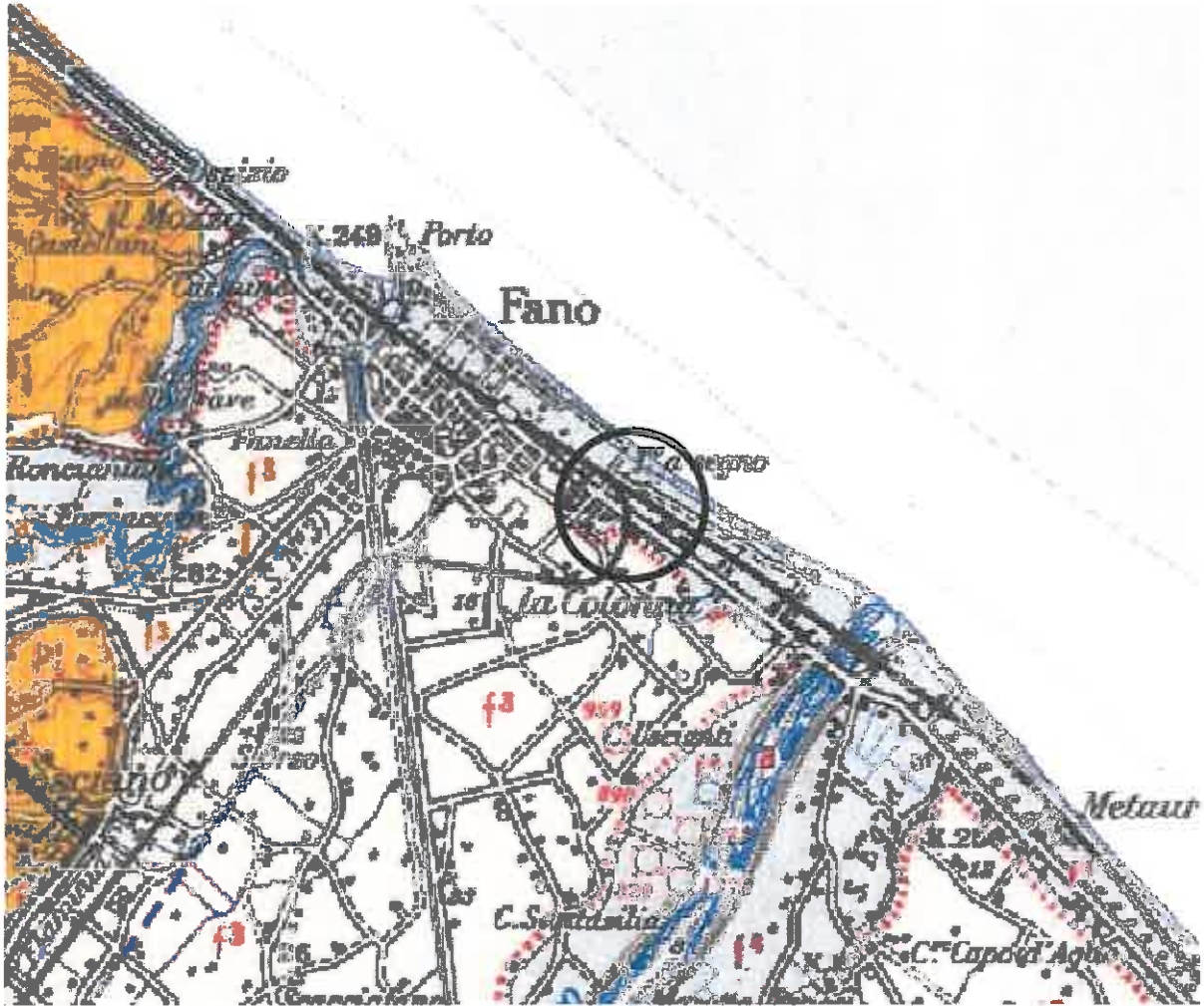
# COROGRAFIA



AREA DI INTERESSE



# CARTA GEOLOGICA



AREA DI INTERESSE

# LEGENDA



**Alluvioni recenti ed attuali. Sabbie e ghiaie delle spiagge attuali (a)  
Detrito di Falda (dt)**



**Alluvioni e depositi ghiaiosi, talora lievemente sabbiosi,  
del IV ordine dei terrazzi a 5-10 metri sul fondovalle.**



**Alluvioni e depositi ghiaiosi, talora lievemente sabbiosi,  
del III ordine dei terrazzi a 10-30 metri sul fondovalle.**

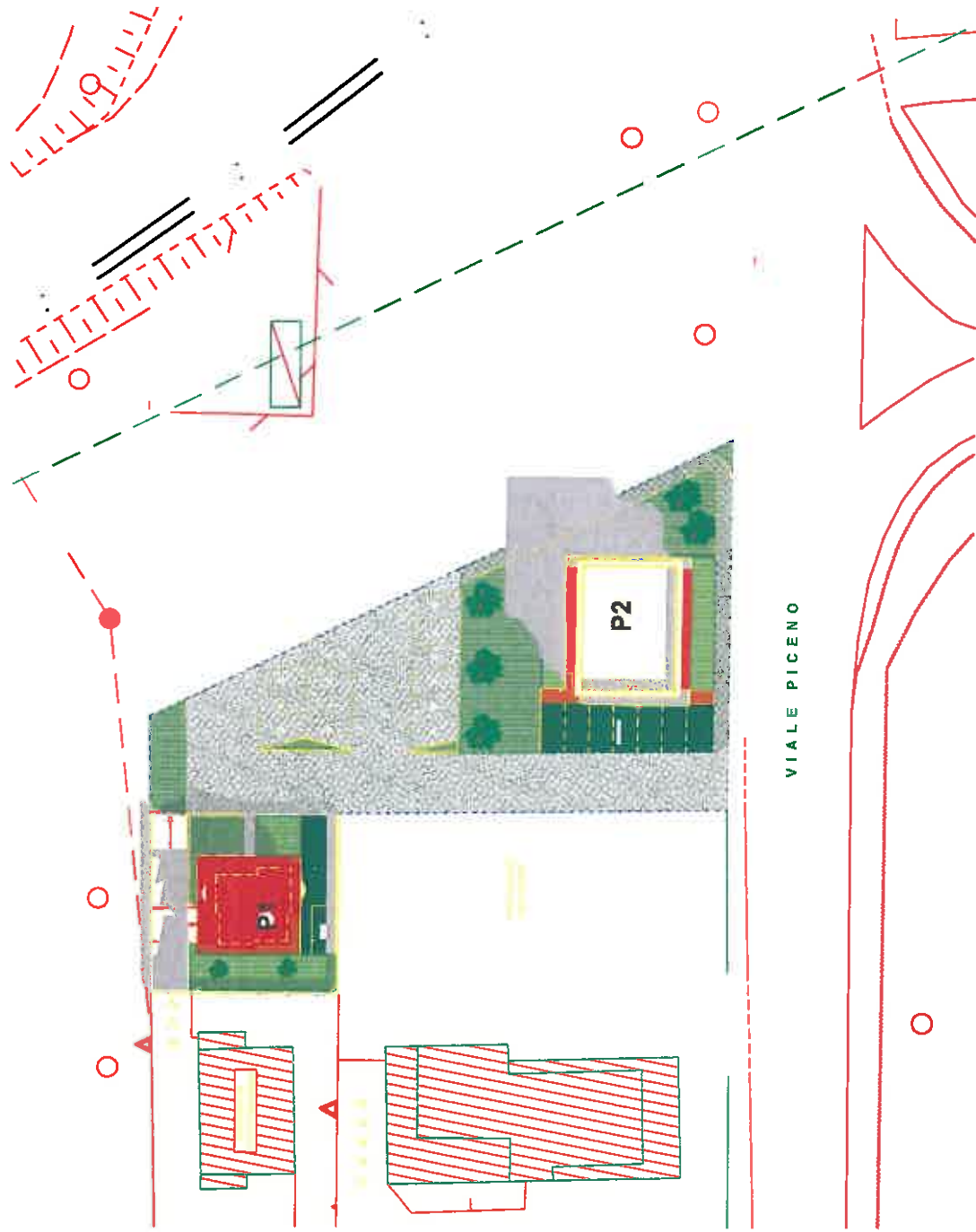


**Alluvioni e depositi ghiaiosi, talora lievemente sabbiosi,  
del II ordine dei terrazzi a 30-60 metri sul fondovalle.**



**Alluvioni e depositi ghiaiosi, talora lievemente sabbiosi,  
del I ordine dei terrazzi a 50-130 metri sul fondovalle.**

PLANIMETRIA COMPARTO CON UBICAZIONE DELLE PENETROMETRIE



## PENETROMETRO DINAMICO IN USO : TG 63-100 ISM.C

Classificazione ISSMFE (1988) dei penetrometri dinamici		
TIPO	Sigla riferimento	Peso Massa Battente M (kg)
Leggero	DPL (Light)	$M \leq 10$
Medio	DPM (Medium)	$10 < M < 40$
Pesante	DPH (Heavy)	$40 \leq M < 60$
Super pesante	DPSH (Super Heavy)	$M \geq 60$

## CARATTERISTICHE TECNICHE : TG 63-100 ISM.C

PESO MASSA BATTENTE	M = 63,50 kg
ALTEZZA CADUTA LIBERA	H = 0,75 m
PESO SISTEMA BATTUTA	Ms = 0,63 kg
DIAMETRO PUNTA CONICA	D = 51,00 mm
AREA BASE PUNTA CONICA	A = 20,43 cm <sup>2</sup>
ANGOLO APERTURA PUNTA	$\alpha = 90^\circ$
LUNGHEZZA DELLE ASTE	La = 1,00 m
PESO ASTE PER METRO	Ma = 6,31 kg
PROF. GIUNZIONE 1 <sup>a</sup> ASTA	P1 = 0,40 m
AVANZAMENTO PUNTA	$\delta = 0,20$ m
NUMERO DI COLPI PUNTA	N = N(20) $\Rightarrow$ Relativo ad un avanzamento di 20 cm
RIVESTIMENTO / FANGHI	NO
ENERGIA SPECIFICA x COLPO	Q = (MH)/(A $\delta$ ) = 11,66 kg/cm <sup>2</sup> ( prova SPT : Qspt = 7.83 kg/cm <sup>2</sup> )
COEFF.TEORICO DI ENERGIA	$\beta_t = Q/Q_{spt} = 1,489$ ( teoricamente : Nspt = $\beta_t$ N )

Valutazione resistenza dinamica alla punta Rpd [funzione del numero di colpi N] (FORMULA OLANDESE) :

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

Rpd = resistenza dinamica punta [ area A]  
e = infissione per colpo =  $\delta / N$

M = peso massa battente (altezza caduta H)  
P = peso totale aste e sistema battuta

## UNITA' di MISURA (conversioni)

1 kg/cm<sup>2</sup> = 0.098067 MPa  
1 MPa = 1 MN/m<sup>2</sup> = 10.197 kg/cm<sup>2</sup>  
1 bar = 1.0197 kg/cm<sup>2</sup> = 0.1 MPa  
1 kN = 0.001 MN = 101.97 kg

## PROVA PENETROMETRICA DINAMICA TABELLE VALORI DI RESISTENZA

n° 1

- indagine : Pucci - Blasi - Belfiori  
- cantiere : Viale Piceno  
- località : Fano  
- note :

- data : 19/07/2010  
- quota inizio : p. c.  
- prof. falda : 4,00 m da quota inizio  
- pagina : 1

Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm <sup>2</sup> )	N(colpi r)	asta	Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm <sup>2</sup> )	N(colpi r)	asta
0,00 - 0,20	2	21,0	---	1	4,00 - 4,20	11	85,1	---	5
0,20 - 0,40	7	73,6	---	1	4,20 - 4,40	18	139,2	---	5
0,40 - 0,60	7	67,5	---	2	4,40 - 4,60	21	152,4	---	6
0,60 - 0,80	11	106,1	---	2	4,60 - 4,80	21	152,4	---	6
0,80 - 1,00	11	106,1	---	2	4,80 - 5,00	16	116,1	---	6
1,00 - 1,20	9	86,8	---	2	5,00 - 5,20	13	94,3	---	6
1,20 - 1,40	8	77,1	---	2	5,20 - 5,40	16	116,1	---	6
1,40 - 1,60	6	53,5	---	3	5,40 - 5,60	21	143,5	---	7
1,60 - 1,80	7	62,4	---	3	5,60 - 5,80	23	157,2	---	7
1,80 - 2,00	8	71,3	---	3	5,80 - 6,00	31	211,9	---	7
2,00 - 2,20	10	89,1	---	3	6,00 - 6,20	29	198,2	---	7
2,20 - 2,40	20	178,2	---	3	6,20 - 6,40	26	177,7	---	7
2,40 - 2,60	20	165,6	---	4	6,40 - 6,60	24	155,0	---	8
2,60 - 2,80	22	182,2	---	4	6,60 - 6,80	31	200,2	---	8
2,80 - 3,00	22	182,2	---	4	6,80 - 7,00	27	174,4	---	8
3,00 - 3,20	23	190,5	---	4	7,00 - 7,20	16	103,3	---	8
3,20 - 3,40	21	173,9	---	4	7,20 - 7,40	22	142,1	---	8
3,40 - 3,60	21	162,4	---	5	7,40 - 7,60	25	153,0	---	9
3,60 - 3,80	16	123,8	---	5	7,60 - 7,80	23	140,8	---	9
3,80 - 4,00	9	69,6	---	5	7,80 - 8,00	22	134,7	---	9

- PENETROMETRO DINAMICO tipo : **TG 63-100 ISM.C**

- M (massa battente)= **63,50 kg** - H (altezza caduta)= **0,75 m** - A (area punta)= **20,43 cm<sup>2</sup>** - D(diam. punta)= **51,00 mm**

- Numero Colpi Punta N = N(20) [  $\delta = 20$  cm ]

- Uso rivestimento / fanghi iniezione : **NO**

## PROVA PENETROMETRICA DINAMICA TABELLE VALORI DI RESISTENZA

n° 2

- indagine : Pucci - Blasi - Belfiori  
- cantiere : Viale Piceno  
- località : Fano  
- note :

- data : 19/07/2010  
- quota inizio : p. c.  
- prof. falda : 3,60 m da quota inizio  
- pagina : 1

Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm <sup>2</sup> )	N(colpi r)	asta	Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm <sup>2</sup> )	N(colpi r)	asta
0,00 - 0,20	3	31,5	---	1	4,00 - 4,20	1	7,7	---	5
0,20 - 0,40	10	105,1	---	1	4,20 - 4,40	1	7,7	---	5
0,40 - 0,60	8	77,1	---	2	4,40 - 4,60	1	7,3	---	6
0,60 - 0,80	9	86,8	---	2	4,60 - 4,80	11	79,8	---	6
0,80 - 1,00	7	67,5	---	2	4,80 - 5,00	15	108,9	---	6
1,00 - 1,20	8	77,1	---	2	5,00 - 5,20	21	152,4	---	6
1,20 - 1,40	8	77,1	---	2	5,20 - 5,40	17	123,4	---	6
1,40 - 1,60	6	53,5	---	3	5,40 - 5,60	14	95,7	---	7
1,60 - 1,80	7	62,4	---	3	5,60 - 5,80	13	88,8	---	7
1,80 - 2,00	9	80,2	---	3	5,80 - 6,00	16	109,3	---	7
2,00 - 2,20	4	35,6	---	3	6,00 - 6,20	10	68,3	---	7
2,20 - 2,40	4	35,6	---	3	6,20 - 6,40	15	102,5	---	7
2,40 - 2,60	3	24,8	---	4	6,40 - 6,60	20	129,2	---	8
2,60 - 2,80	3	24,8	---	4	6,60 - 6,80	18	116,2	---	8
2,80 - 3,00	3	24,8	---	4	6,80 - 7,00	2	12,9	---	8
3,00 - 3,20	2	16,6	---	4	7,00 - 7,20	3	19,4	---	8
3,20 - 3,40	2	16,6	---	4	7,20 - 7,40	4	25,8	---	8
3,40 - 3,60	2	15,5	---	5	7,40 - 7,60	8	49,0	---	9
3,60 - 3,80	1	7,7	---	5	7,60 - 7,80	10	61,2	---	9
3,80 - 4,00	1	7,7	---	5	7,80 - 8,00	15	91,8	---	9

- PENETROMETRO DINAMICO tipo : TG 63-100 ISM.C

- M (massa battente)= 63,50 kg - H (altezza caduta)= 0,75 m - A (area punta)= 20,43 cm<sup>2</sup> - D(diam. punta)= 51,00 mm- Numero Colpi Punta N = N(20) [  $\delta = 20$  cm ]

- Uso rivestimento / fanghi iniezione : NO

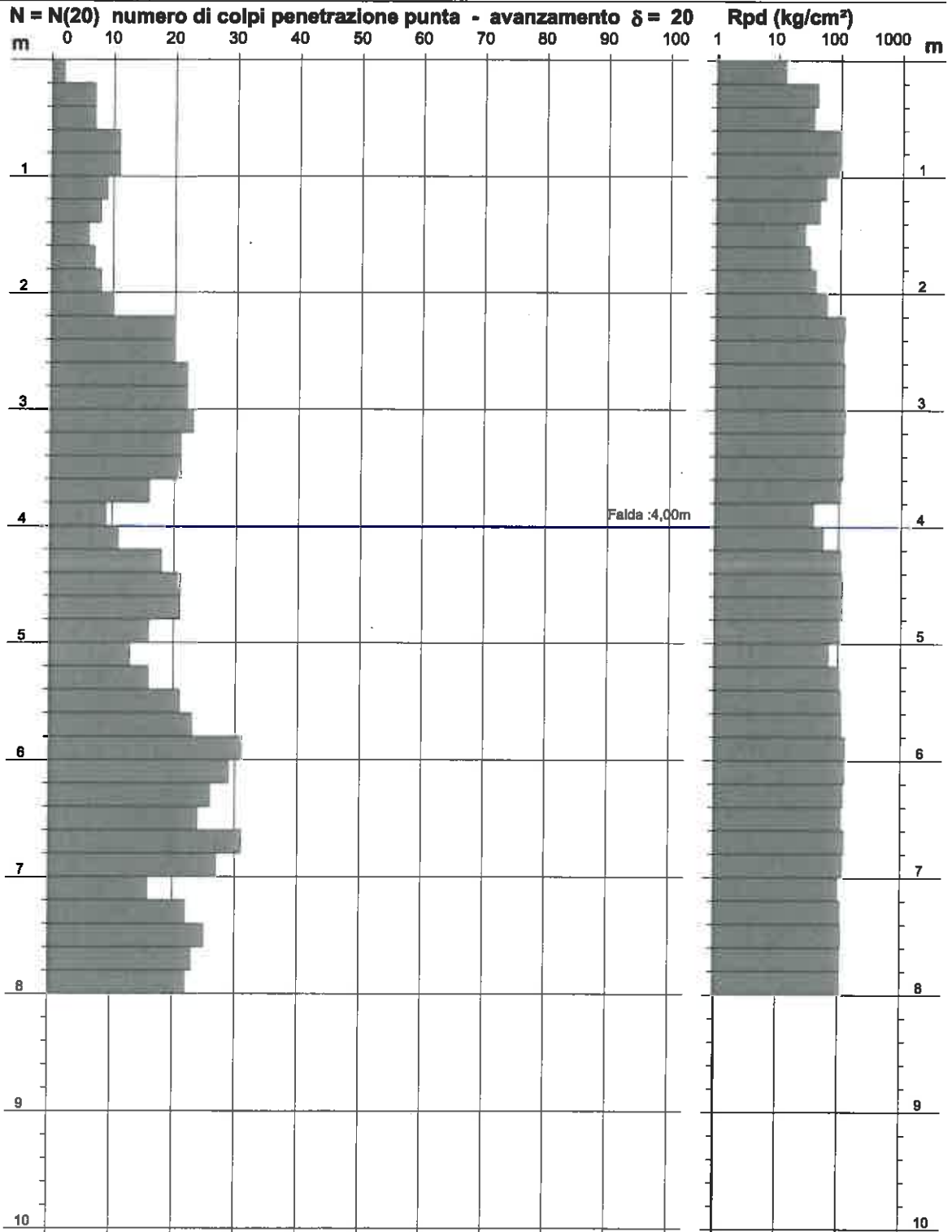
**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA**  
**DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA - Rpd**

n° 1

Scala 1: 50

- indagine : Pucci - Blasi - Belfiori  
 - cantiere : Viale Piceno  
 - località : Fano

- data : 19/07/2010  
 - quota inizio : p. c.  
 - prof. falda : 4,00 m da quota inizio



- PENETROMETRO DINAMICO tipo : **TG 63-100 ISM.C**  
 - M (massa battente)= **63,50 kg** - H (altezza caduta)= **0,75 m** - A (area punta)= **20,43 cm<sup>2</sup>** - D(diam. punta)= **51,00 mm**  
 - Numero Colpi Punta **N = N(20) [  $\delta = 20$  cm ]** - Uso rivestimento / fanghi iniezione : **NO**

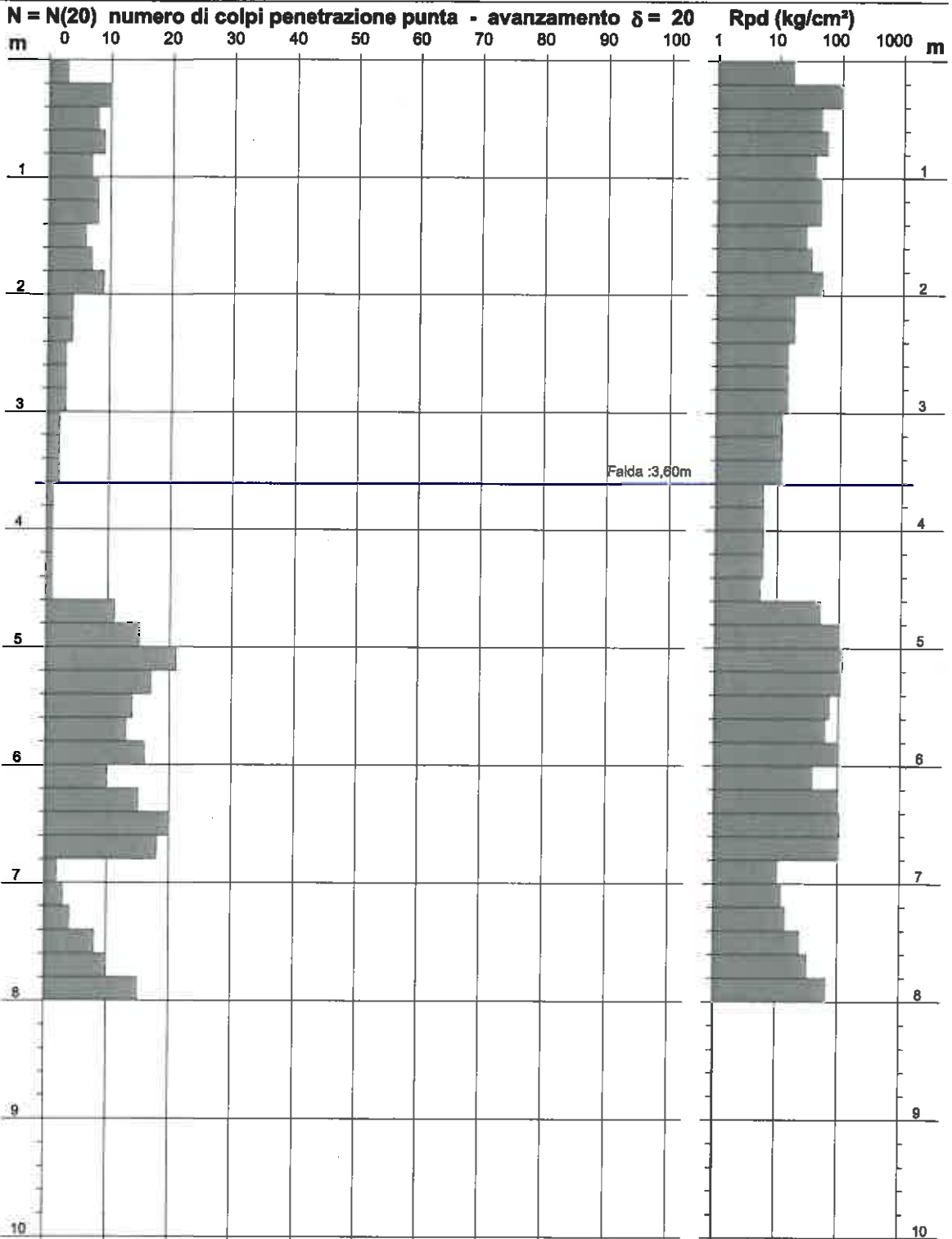
**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA**  
**DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA - Rpd**

n° 2

Scala 1: 50

- indagine : Pucci - Blasi - Belfiori  
 - cantiere : Viale Piceno  
 - località : Fano

- data : 19/07/2010  
 - quota inizio : p. c.  
 - prof. falda : 3,60 m da quota inizio



- PENETROMETRO DINAMICO tipo : TG 63-100 ISM.C

- M (massa battente)= 63,50 kg - H (altezza caduta)= 0,75 m - A (area punta)= 20,43  $\text{cm}^2$  - D(diam. punta)= 51,00 mm

- Numero Colpi Punta N = N(20) [ $\delta = 20$  cm]

- Uso rivestimento / fanghi iniezione : NO



**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA  
ELABORAZIONE STATISTICA**

n° 1

- indagine : Pucci - Blasi - Belfiori  
- cantiere : Viale Piceno  
- località : Fano  
- note :

- data : 19/07/2010  
- quota inizio : p. c.  
- prof. falda : 4,00 m da quota inizio  
- pagina : 1

n°	Profondità (m)	PARAMETRO	ELABORAZIONE STATISTICA							VC A	$\beta$	Nspt
			M	min	Max	$\frac{1}{2}(M+\min)$	s	M-s	M+s			
1	0,00 2,20	N	7,8	2	11	4,9	2,6	5,3	10,4	8	1,49	12
		Rpd	74,0	21	106	47,5	24,2	49,8	98,3			
2	2,20 8,00	N	21,0	9	31	15,0	5,3	15,7	26,3	21	1,49	31
		Rpd	150,9	70	212	110,3	35,4	115,5	186,3			

M: valore medio min: valore minimo Max: valore massimo s: scarto quadratico medio

N: numero Colpi Punta prova penetrometrica dinamica (avanzamento  $\delta = 20$  cm) Rpd: resistenza dinamica alla punta (kg/cm<sup>2</sup>) $\beta$ : Coefficiente correlazione con prova SPT (valore teorico  $\beta_t = 1,49$ ) Nspt: numero colpi prova SPT (avanzamento  $\delta = 20$  cm)**Nspt - PARAMETRI GEOTECNICI**

n°	Prof.(m)	LITOLOGIA	Nspt	NATURA GRANULARE					NATURA COESI VA			
				DR	$\phi'$	E'	Ysat	Yd	Cu	Ysat	W	e
1	0.00 2.20		12	38.0	30.6	284	1.94	1.52	0.75	1.92	31	0.842
2	2.20 8.00		31	66.0	36.3	430	2.06	1.70	1.94	2.15	18	0.474

Nspt: numero di colpi prova SPT (avanzamento  $\delta = 30$  cm)DR % = densità relativa  $\phi'$  (°) = angolo di attrito efficaceE' (kg/cm<sup>2</sup>) = modulo di deformazione drenato

W% = contenuto d'acqua

e (-) = indice dei vuoti Cu (kg/cm<sup>2</sup>) = coesione non drenataYsat, Yd (t/m<sup>3</sup>) = peso di volume saturo e secco (rispettivamente) del terreno

## PROVA PENETROMETRICA DINAMICA ELABORAZIONE STATISTICA

n° 2

- indagini : Pucci - Blasi - Belfiori  
- cantiere : Viale Piceno  
- località : Fano  
- note :

- data : 19/07/2010  
- quota inizio : p. c.  
- prof. falda : 3,60 m da quota inizio  
- pagina : 1

n°	Profondità (m)		PARAMETRO	ELABORAZIONE STATISTICA							VCA	$\beta$	Nspt
				M	min	Max	$\frac{1}{2}(M+\min)$	s	M-s	M+s			
1	0,00	2,00	N	7,5	3	10	5,3	2,0	5,5	9,5	8	1,49	12
			Rpd	71,8	32	105	51,7	19,9	52,0	91,7			
2	2,00	4,60	N	2,2	1	4	1,6	1,1	1,0	3,3	2	1,49	3
			Rpd	17,9	7	36	12,6	10,4	7,4	28,3			
3	4,60	6,80	N	15,5	10	21	12,7	3,4	12,0	18,9	16	1,49	24
			Rpd	106,8	68	152	87,6	23,7	83,1	130,5			
4	6,80	7,40	N	3,0	2	4	2,5	—	—	—	3	1,49	4
			Rpd	19,4	13	26	16,1	—	—	—			
5	7,40	8,00	N	11,0	8	15	9,5	—	—	—	11	1,49	16
			Rpd	67,3	49	92	58,1	—	—	—			

M: valore medio min: valore minimo Max: valore massimo s: scarto quadratico medio

N: numero Colpi Punta prova penetrometrica dinamica (avanzamento  $\delta = 20$  cm) Rpd: resistenza dinamica alla punta (kg/cm<sup>2</sup>) $\beta$ : Coefficiente correlazione con prova SPT (valore teorico  $\beta_t = 1,49$ ) Nspt: numero colpi prova SPT (avanzamento  $\delta = 20$  cm)

### Nspt - PARAMETRI GEOTECNICI

n°	Prof.(m)		LITOLOGIA	Nspt	NATURA GRANULARE					NATURA COESIVA			
					DR	$\phi'$	E'	Ysat	Yd	Cu	Ysat	W	e
1	0.00	2.00		12	38.0	30.6	284	1.94	1.52	0.75	1.92	31	0.842
2	2.00	4.60		3	11.3	27.2	214	1.86	1.38	0.19	1.78	44	1.194
3	4.60	6.80		24	56.0	34.2	376	2.01	1.63	1.50	2.07	22	0.591
4	6.80	7.40		4	15.0	27.6	222	1.87	1.39	0.25	1.80	42	1.125
5	7.40	8.00		16	44.0	31.8	315	1.97	1.55	1.00	1.97	28	0.750

Nspt: numero di colpi prova SPT (avanzamento  $\delta = 30$  cm)DR % = densità relativa  $\phi'$  (°) = angolo di attrito efficaceE' (kg/cm<sup>2</sup>) = modulo di deformazione drenato

W% = contenuto d'acqua

e (-) = indice dei vuoti Cu (kg/cm<sup>2</sup>) = coesione non drenataYsat, Yd (t/m<sup>3</sup>) = peso di volume saturo e secco (rispettivamente) del terreno



**DR. ANTONELLO DONNINI & DR. FABRIZIO MANTONI**  
VIA PIANO DI FRASSINETA, 109 - 60041 SASSOFERRATO (AN)  
TEL./FAX.: 0732/862077 - CELL.:338/9056200 - 328/2652947  
MAIL/MSN:SERVIZISISMICI@HOTMAIL.IT

**REGIONE MARCHE  
PROVINCIA DI PESARO-URBINO  
COMUNE DI FANO**

**COMMITTENTI: SIG.RI PUCCI GIOVANNI  
BLASI CAUDIA  
BELFIORI MARIA**

**INDAGINE SISMICA CON METODOLOGIA MASW  
ESEGUITA IN UN'AREA RICADENTE IN VIALE PICENO NEL  
COMUNE DI FANO (PU)**



Sassoferrato, 13 luglio 2010



**DR. ANTONELLO DONNINI & DR. FABRIZIO MANTONI**  
VIA PIANO DI FRASSINETA, 109 - 60041 SASSOFERRATO (AN)  
TEL/FAX: 0732/862077 - CELL.:338/9056200 - 328/2652947  
MAIL/MSN:SERVIZIISMICI@HOTMAIL.IT

**INDAGINE SISMICA CON METODOLOGIA MASW ESEGUITA  
IN UN'AREA RICADENTE IN VIALE PICENO NEL COMUNE DI FANO (PU)**

**INDICE**

<b>1</b>	<b>PREMESSA</b>	<b><i>pag. 1</i></b>
<b>2</b>	<b>INDAGINE SISMICA CON METODOLOGIA MASW</b>	
2.1	<i>Analisi multicanale delle onde superficiali</i>	<i>pag. 1</i>
2.2	<i>Descrizione generale della procedura MASW</i>	<i>pag. 3</i>
2.3	<i>Strumentazione e metodologia di indagine</i>	<i>pag. 3</i>
<b>3</b>	<b>RISULTATI E CONCLUSIONI</b>	
3.1	<i>Classificazione dei terreni di fondazione (Vs30)</i>	<i>pag. 6</i>



## 1 PREMESSA

Su incarico ricevuto dai sig.ri Pucci Giovanni, Blasi Claudia e Belfiori Maria è stata eseguita un'indagine geofisica in un'area ricadente in Viale Piceno nel Comune di Fano (PU). L'indagine è consistita nell'esecuzione di n°1 stendimento sismico con metodologia MASW per la determinazione del profilo verticale delle onde di taglio e del valore  $V_{s30}$  necessario per la classificazione dei terreni di fondazione dell'intervento in progetto nelle categorie di suolo descritte al paragrafo 3.2.2 delle N.T.C. 2008 "D.M. 14/01/2008".

Ubicazione stendimento sismico



## 2 INDAGINE SISMICA CON METODOLOGIA MASW

### 2.1 Analisi multicanale delle onde superficiali

Nella maggior parte delle indagini sismiche per le quali si utilizzano le onde compressive, più di due terzi dell'energia sismica totale generata viene trasmessa nella forma di onde di Rayleigh, la componente principale delle onde superficiali. Le onde di Rayleigh sono generate dall'interazione tra le onde di pressione e le onde di taglio verticali ogni qualvolta esiste una superficie libera in un mezzo omogeneo ed isotropo. Alla superficie libera hanno un moto ellittico retrogrado (antiorario) che si inverte ad una profondità di  $\lambda/2\pi$ . In un semispazio elastico, omogeneo ed isotropo, la velocità di propagazione delle onde di Rayleigh è indipendente dalla frequenza e il moto indotto dalla propagazione si smorza rapidamente sino ad estinguersi ad una profondità pari circa ad una lunghezza d'onda. Ciò vuol dire che la profondità raggiunta dipende dalla lunghezza d'onda, e che, a diverse lunghezze d'onda corrispondende la stessa velocità di fase. In un mezzo verticalmente eterogeneo, costituito cioè da strati aventi proprietà meccaniche differenti, le onde superficiali presentano un comportamento dispersivo, ossia a

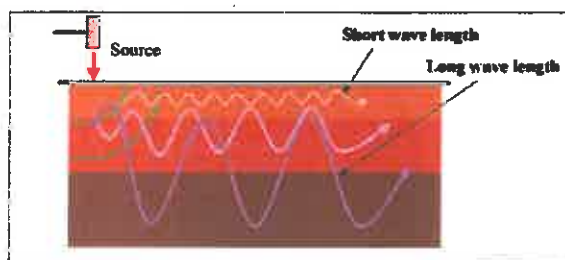


frequenza diverse corrispondono diverse velocità di fase. Ciò vuol dire che lunghezze d'onda diverse interessano strati differenti ai quali sono associate proprietà meccaniche diverse: ogni lunghezza d'onda si propaga ad una velocità di fase che dipende dalle caratteristiche dello strato interessato dalla propagazione.

Per ottenere un profilo  $V_s$  bisogna produrre un treno d'onde superficiali a banda larga e registrarlo minimizzando il rumore. I dati acquisiti vengono sottoposti ad una fase di *processing* che consente di stimare la curva di dispersione caratteristica del sito in oggetto, ovvero la velocità di fase delle onde di Rayleigh in funzione della frequenza. Esistono diverse tecniche per estrarre dai sismogrammi acquisiti le caratteristiche dispersive del sito. La metodologia più diffusa è l'analisi spettrale nel dominio f-k (frequenza-numero d'onda). I dati sismici registrati vengono sottoposti ad una doppia trasformata di Fourier che consente di passare dal dominio x-t (spazio-tempo) al dominio f-k. Lo spettro f-k del segnale consente di ottenere una curva di dispersione per le onde di Rayleigh, nell'ipotesi che nell'intervallo di frequenze analizzato le onde che si propagano con il maggior contenuto di energia siano proprio le onde di Rayleigh e che le caratteristiche del sito siano tali da consentire la propagazione delle onde superficiali e un comportamento dispersivo delle stesse. La velocità delle onde di Rayleigh è infatti associata ai massimi dello spettro f-k; si può così ottenere una curva di dispersione individuando ad ogni frequenza un picco spettrale al quale è associato un numero d'onda k e quindi una velocità delle onde di Rayleigh  $V_r$ , determinabile in base alla teoria delle onde dalla relazione:

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

Riportando le coppie di valori  $V_r$ -f in un grafico si ottiene la curva di dispersione utilizzabile nella successiva fase di inversione. La fase di inversione deve essere preceduta da una parametrizzazione del sottosuolo, che viene di norma schematizzato come un mezzo visco - elastico a strati piano paralleli, omogenei ed isotropi, nel quale l'eterogeneità è rappresentata dalla differenziazione delle caratteristiche meccaniche degli strati. Il processo di inversione è iterativo: a partire da un profilo di primo tentativo, costruito sulla base di metodi semplificati, il problema diretto viene risolto diverse volte variando i parametri che definiscono il modello. Il processo termina quando viene individuato quel set di parametri di modello che minimizza la differenza tra il set di dati sperimentali (curva di dispersione misurata) e il set di dati calcolati (curva di dispersione sintetica). Il processo di inversione si basa su algoritmi di minimizzazione ai minimi quadrati che consentono di automatizzare la procedura.

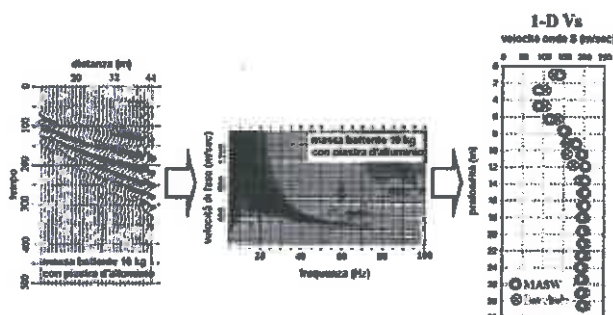


L'illustrazione mostra le proprietà di dispersione delle onde di superficie. Le componenti a bassa frequenza (lunghezze d'onda maggiori), sono caratterizzate da forte energia e grande capacità di penetrazione, mentre le componenti ad alta frequenza (lunghezze d'onda corte) hanno meno energia e una penetrazione superficiale. Grazie a queste proprietà, una metodologia che utilizzi le onde superficiali può fornire informazioni sulle variazioni delle proprietà elastiche dei materiali prossimi alla superficie al variare della profondità. La velocità delle onde S ( $V_s$ ) è il fattore dominante che governa le caratteristiche della dispersione.

## 2.2 Descrizione generale della procedura MASW

La procedura MASW comprende tre passi successivi:

- 1 acquisizione delle onde superficiali (ground roll);
- 2 estrazione della curva di dispersione caratteristica del sito (grafico della velocità di fase rispetto alla frequenza);
- 3 inversione della curva di dispersione per ottenere il profilo verticale delle  $V_s$  (profilo 1-D) che descrive la variazione di  $V_s$  con la profondità.



## 2.3 Strumentazione e metodologia di indagine

La prospezione sismica oggetto del presente lavoro è stata eseguita utilizzando un Sismografo multicanale a trasmissione digitale della Sara Electronic Instruments dotato di memoria indipendente per ogni canale in grado di memorizzazione oltre 30.000 campioni. Gli intervalli di campionamento sono programmabili da 5 a 0.05 millisecondi, corrispondenti a frequenze di campionamento da 200 a 20000 Hz. La durata del

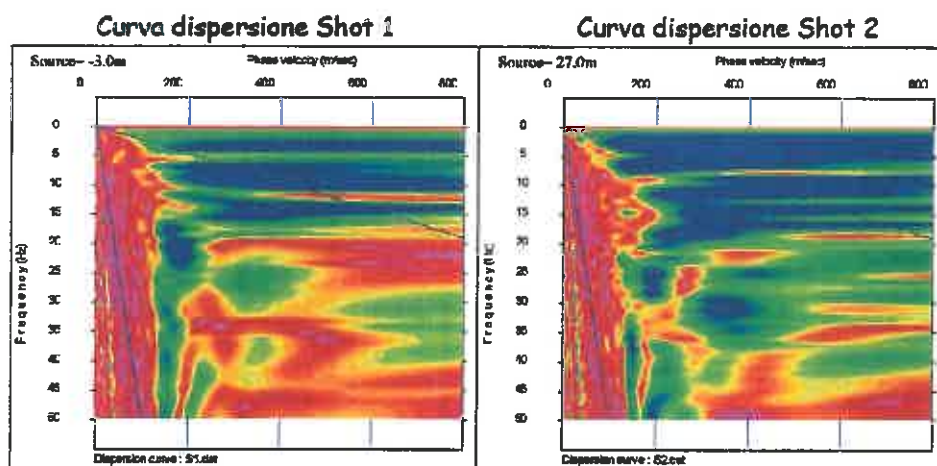
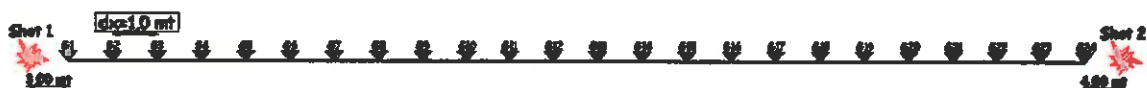


campionamento è selezionabile fra 0.1 e 60 secondi. Elevata dinamica (96dB al convertitore, 155dB totale). Impedenza d'ingresso: >100k $\Omega$ .. La trasmissione digitale dei dati consente un'elevata silenziosità e immunità ai rumori.

Per la presente indagine si è adottata una frequenza di campionamento pari a 2000 Hz e una durata dello stesso pari ad 1 secondo. Per l'acquisizione delle onde di superficie i sensori sono costituiti da una catena di 24 geofoni verticali Geo-space GS-11D da 4.5Hz 4000 ohms equispaziati con interdistanza geofonica di 1,00 mt. Questi sono dei trasduttori di velocità in grado di tradurre in segnale elettrico la velocità con cui il suolo si sposta al passaggio delle onde sismiche prodotte da una specifica sorgente.

I fondamenti teorici della metodologia MASW fanno riferimento ad un semispazio stratificato con strati paralleli e orizzontali; pertanto una limitazione alla sua applicabilità potrebbe essere rappresentata dalla presenza di pendenze significative superiori a 15°-20° sia della topografia che delle diverse discontinuità elastiche. Per valutare la validità di monodimensionalità (strati piano paralleli) e la stabilità della curva di dispersione caratteristica del sito, durante la fase di acquisizione si sono eseguiti shots coniugati posti alle estremità opposte dello stendimento.

La base sismica con metodologia MASW è stata eseguita con due punti di scoppio coniugati secondo lo schema di seguito riportato:



Le curve di dispersione ottenute, riportate nella figura precedente, risultano fra loro simili confermando quindi l'applicabilità della metodologia MASW; il processo di





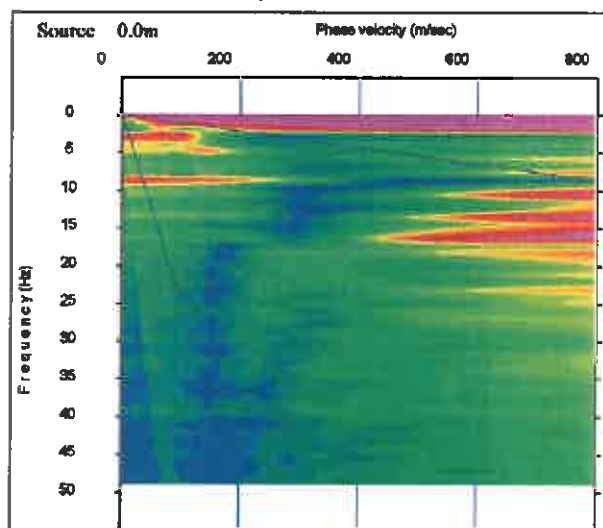
inversione è stato eseguito sulla curva di dispersione ottenuta dallo Shot 1, posto ad una distanza di 3,00 mt dal geofono G1, meglio definita nell'intervallo di frequenze utilizzato e caratterizzata dal miglior rapporto segnale/rumore e dal minore errore sul fitting con la curva di dispersione sperimentale apparente.

Per ciascun punto di scoppio si sono eseguite più energizzazioni con le tracce che sono state poi sommate al fine di evidenziare il segnale sismico (stack) rispetto ai rumori ambientali presenti.

La generazione della perturbazione sismica è avvenuta mediante mazza battente del peso di 8 Kg su piastra metallica. L'istante di tempo zero (segnale di inizio registrazione) viene inviato allo strumento da un sensore di contatto posto all'estremità della mazza usata per energizzare. La morfologia del sito interessato dallo stendimento sismico risulta completamente pianeggiante.

Sulla stessa stesa geofonica è stata eseguita un'indagine con metodologia ReMi basata sull'analisi dei microtremori, che ha confermato di fatto i risultati della metodologia MASW, come si vede dal confronto degli spettri ottenuti. I dati sono stati registrati con la strumentazione precedentemente indicata effettuando n°10 registrazioni ad intervalli irregolari nell'arco di  $\frac{1}{2}$  ora con un lunghezza di ciascuna acquisizione di 30 sec.

Spettro ReMi





### 3 RISULTATI E CONCLUSIONI

#### 3.1 Classificazione dei terreni di fondazione (Vs30)

L'esecuzione dell'indagine sismica con metodologia MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) consente di classificare i terreni di fondazione degli interventi in progetto nelle categorie di suolo descritte al paragrafo 3.2.2 delle N.T.C. 2008 "D.D.L. 14/01/2008".

La metodologia MASW presenta rispetto ad altre tecniche sismiche il vantaggio di non essere limitata dalla presenza di inversioni di velocità, consentendo pertanto l'individuazione di strati soffici compresi tra strati più rigidi o di strati più rigidi compresi tra strati più soffici. Il metodo MASW consente quindi di individuare il profilo di velocità Vs anche in presenza di contrasti di rigidità tra gli strati del suolo. Tale prova fornisce un profilo di velocità Vs monodimensionale. La velocità di propagazione delle onde di taglio dipende dalle proprietà elastiche dei mezzi attraversati e il parametro geofisico Vs30 è quello che meglio rappresenta la condizione geotecnica media dei materiali geologici del sottosuolo dei primi 30 metri. Infatti la velocità di propagazione delle onde trasversali dipende dalle proprietà elastiche del mezzo attraversato, come si evince dalla seguente relazione:

$$V_s = \sqrt{\frac{\mu}{\gamma}}$$

dove  $\gamma$  rappresenta la densità del corpo e  $\mu$  il modulo di rigidità o modulo di taglio che indica la resistenza di un corpo alle variazioni di forma. Le proprietà elastiche del mezzo sono a loro volta influenzate da numerosi fattori quali la compattezza o il grado di litificazione, la porosità, la tessitura, il grado alterazione e/o fratturazione, la composizione mineralogica, il contenuto di fluidi, la profondità, ecc.

Con Vs30 si definisce la velocità media di propagazione nei primi 30 metri di profondità delle onde di taglio, il cui calcolo viene effettuato utilizzando la seguente espressione:

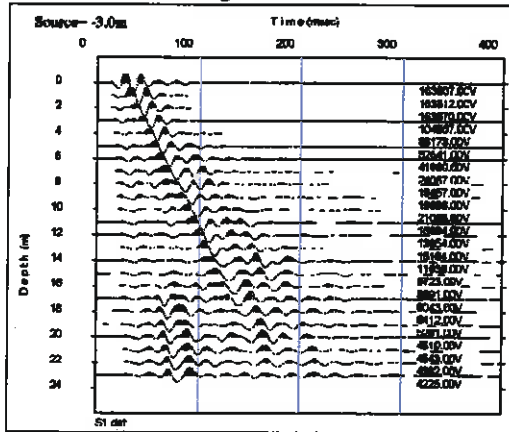
$$V_{s30} = \frac{30}{\sum_{i=1, N} \frac{h_i}{V_i}}$$

Dove  $h_i$  e  $V_i$  indicano lo spessore (in metri) e la velocità delle onde di taglio dello strato  $i$ -esimo, per un totale di N strati presenti nei 30 metri superiori.

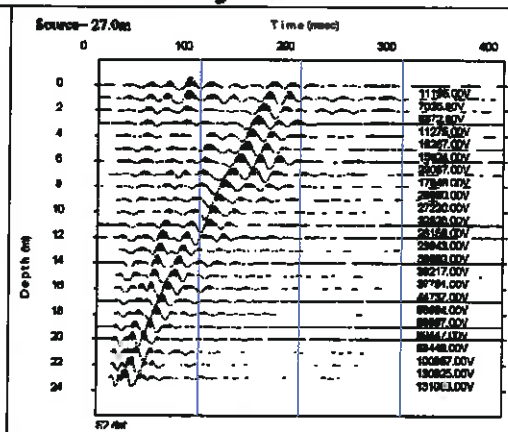
Le diverse fasi di acquisizione ed interpretazione dei dati sismici hanno portato alla creazione dei seguenti elaborati:



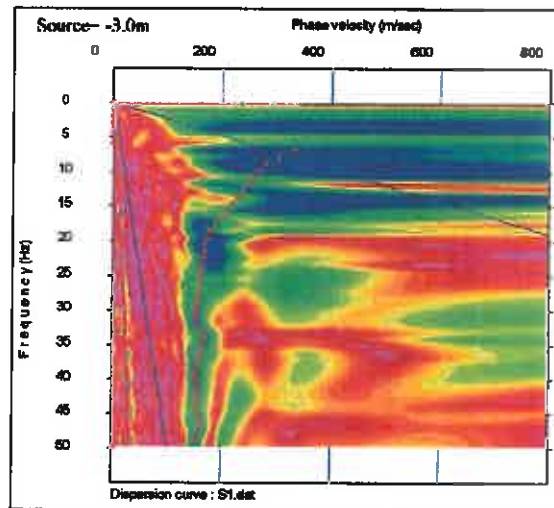
Sismogramma Shot 1



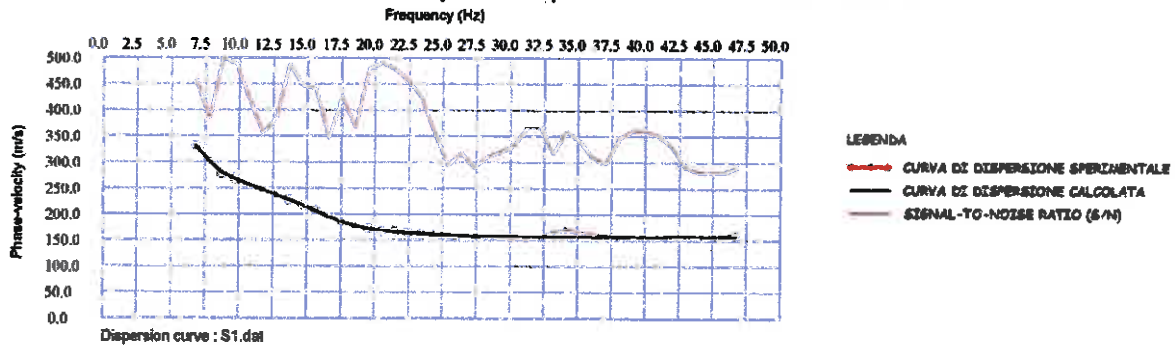
Sismogramma Shot 2



Spettro di velocità e curva di dispersione misurata - Shot 1



Curva di dispersione sperimentale e calcolata - Shot 1





Il profilo verticale delle onde di taglio e il valore  $V_{s30}$  necessario per la classificazione dei terreni di fondazione dell'area di interesse nelle categorie di suolo descritte al paragrafo 3.2.2 delle N.T.C. 2008 sono riassunti nella tabella di seguito riportata.

Profondità (m)	$h_i$ (m)	$V_i$ (m/s)	$h_i/V_i$	$V_{s30}$ (m/s)
0.00 + 1.07	1,07	161	0,0066	$V_{s30} = 309$ m/s  Categoria di sottosuolo "C"
1.07 + 2.31	1,24	171	0,0072	
2.50 + 3.71	1,40	134	0,0104	
3.71 + 5.27	1,57	288	0,0054	
5.27 + 7.01	1,73	309	0,0056	
7.01 + 8.90	1,90	300	0,0063	
8.90 + 10.96	2,06	267	0,0077	
10.96 + 13.19	2,23	296	0,0075	
13.19 + 15.58	2,39	340	0,0070	
15.58 + 18.13	2,55	394	0,0065	
18.13 + 20.85	2,72	430	0,0063	
20.85 + 23.74	2,88	445	0,0065	
23.74 + 26.79	3,05	443	0,0069	
26.79 + 30.00	3,21	466	0,0069	

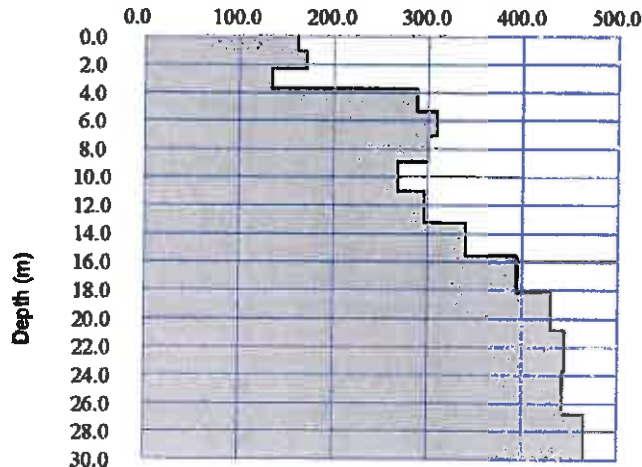
$$\Sigma h_i/V_i = 0,0970$$

Alla luce di quanto precedentemente esposto, i terreni di fondazione del sito oggetto di indagine risultano attribuibili alla categoria di sottosuolo C, come si evince dalla tabella 3.2.II delle N.T.C. 2008 di seguito riportata.

C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di <math>V_{s30}</math> compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero <math>15 &lt; N_{SPT,30} &lt; 50</math> nei terreni a grana grossa e <math>70 &lt; c_{v,30} &lt; 250</math> kPa nei terreni a grana fina).</i>
---	--



Profilo verticale delle onde di taglio - Shot 1  
S-velocity (m/s)



S-velocity model : S1.dat

Dal profilo verticale monodimensionale delle Vs sopra riportato si evince la presenza di un netto incremento della velocità di propagazione delle onde di taglio rilevabile alla profondità di 4,00 mt circa dal p.c., oltre la quale il valore di Vs si mantiene pressoché costante, con una sola modesta inversione di velocità, sino alla profondità di 13,00 mt circa dal p.c.; a partire da quest'ultima quota si assiste ad un progressivo aumento della velocità delle onde di taglio sino ad assumere valori pressoché costanti a partire da una quota di 18,00 mt circa dal p.c..

Sassoferrato, 13 luglio 2010

I Responsabili della prova



